

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Тольяттинский государственный университет»

Архитектурно-строительный институт

Кафедра «Городское строительство и хозяйство»

направление подготовки 08.04.01 Строительство
направленность (профиль) «Техническая эксплуатация и реконструкция
зданий и сооружений»

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

на тему: Деформационный метод расчета железобетонных конструкций на
центральное сжатие и растяжение при сложных режимах нагружения

Студент

Т.В. Петрова

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Научный

В.А. Ерышев

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

руководитель

Консультанты

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Руководитель программы д.т.н., доцент В.А. Ерышев

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« _____ » _____ 20 _____ г.

Допустить к защите

Заведующий кафедрой к.т.н. Д.С. Тошин

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« _____ » _____ 20 _____ г.

Тольятти 2017

Содержание:

Введение.....	4
Актуальность работы.....	4
Цель работы.....	5
Задачи диссертационной работы.....	5
Методы исследования.....	5
Научная новизна диссертации.....	5
Практическая значимость.....	5
Объем и структура диссертации.....	5
Глава 1. Общие сведения.....	6
1.1 История и свойства железобетона.....	6
1.2 Циклические испытания соединений столбцов КФС.....	10
1.3 Моделирование и измерение деформации армированного углеродным волокном полимера.....	15
1.4 Исследование X-систем расколов.....	21
1.5 Анализ повреждения и оценка бетонной конструкции высокой прочности.....	26
1.6 Термическая реакция газированной бетонной стены.....	30
1.7 Потенциал для инновационного здания.....	35
1.8 Легкий бетон, производимый двухэтапным процессом литья.....	40
1.9 Выводы по 1 главе.....	50
Глава 2. Диаграммы материалов.....	51
2.1 Расчетные диаграммы состояния бетона и арматуры.....	51
2.2 Фактические диаграммы деформирования арматуры с физической площадкой текучести.....	54
2.3 Фактические диаграммы бетона на сжатие и растяжение.....	66
2.4 Выводы по 2 главе.....	70
Глава 3. Расчет железобетонных элементов при осевом нагружении.....	71
3.1 Расчет на центральное сжатие.....	71

3.2 Расчет на центральное растяжение с учетом усадочных деформаций	.77
3.3 Расчет на центральное сжатие колонны 14-ти этажного дома87
3.4 Выводы по 3 главе100
Глава 4. Методика описания диаграмм бетона на ветвях разгрузки102
4.1 Выводы по 4 главе109
Список используемой литературы110

Введение

Актуальность работы. В настоящее время железобетон широко применяется в строительстве. Для обеспечения конструкций надежности и долговечности в процессе эксплуатации, железобетон должен соответствовать определенным требованиям и нормам.

При определении необходимых характеристик железобетона производится деформационный метод расчета конструкций. Он является более удобным и позволяет выявить необходимые параметры без долгих расчетов.

Деформационный метод расчета конструкций из железобетона, основанный на диаграммах бетона и арматуры, производится по нелинейной деформационной модели.

Диаграммы двухлинейные, трехлинейные и криволинейные могут быть использованы в качестве «расчетных» диаграмм состояния бетона при расчете железобетонных элементов по деформационной модели в соответствии с СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения». Но анализируя расчеты по упрощенным двухлинейным и трехлинейным диаграммам видно несоответствие диаграмм между собой, что влияет на конечные результаты расчета железобетонных элементов.

В ходе исследования было выяснено, что криволинейные диаграммы более точно и подробно описывают изменения, происходящие в бетоне и арматуре и полученные данные по криволинейной диаграмме совпадают со СНиП 2.03.01-84*.

В работе устанавливается аналитическая связь между усилиями и деформациями железобетонного образца с симметричным армированием при осевом сжатии (растяжении) с учетом деформаций и напряжений в арматуре и бетоне от усадки бетона. Представлены результаты экспериментальных

исследований, включающие: диаграммы бетона на сжатие (растяжение), диаграммы развития осевых деформаций с увеличением нагрузки сжатия (растяжения) при центральном нагружении железобетонных элементов. Дана оценка эффективности аналитических выражений, устанавливающих связь между напряжениями и деформациями в диаграммах материалов для расчетов железобетонных конструкций по деформационной модели.

Цель: Произвести расчеты и поставить опыт на железобетонной конструкции используя деформационный метод расчета.

Задачи диссертационной работы:

- изучить аналитические зависимости между деформациями и напряжениями и при различных видах нагружения
- изучить деформационный метод расчета железобетонных конструкций на примере с заданными параметрами
- произвести опыт на данной конструкции
- сравнить и проанализировать полученные данные в ходе расчета с опытными данными.

Методы исследования: в ходе работы были использованы теоретические методы исследования.

Научная новизна диссертации. В работе описан единый алгоритм деформационного метода расчета железобетонных конструкций на сжатие и растяжение.

Практическая значимость. Разработанный в данной работе алгоритм может быть основой для расчетов элементов железобетонных конструкций на сжатие и растяжение.

Объем и структура диссертации. В диссертационной работе представлены: введение, 4 главы, библиографический список из 30 наименований. Работа отображена на 108 страницах машинописного текста, содержит 16 рисунков, 21 таблица.

Глава 1. Общие сведения

1.1 История и свойства железобетона

Жозефом Монье в 1867 году был запатентован железобетон, хотя армированные металлом каменные конструкции давно использовались в строительстве. Монье был садоводом и решил усовершенствовать горшочки для растений, чтобы увеличить их прочность он стал использовать железные вкладыши.

В современном строительстве невозможно обойтись без железобетона. Его используют при возведении зданий, сооружений, фундаментов, коттеджей, промышленных объектов, бассейнов и так далее. Железобетон – это искусственный строительный материал, состоящий из бетона и арматуры. Так как бетон хорошо работает на сжатие, а изгибу и растяжению плохо сопротивляется, то чтобы повысить эти прочностные характеристики в бетон укладывают арматуру, т.е. стальные стержни или проволоку. Железобетоном называют бетон, армированный стальными стержнями, это материал где работают совместно бетон и сталь. Он является одним из основных современных строительных материалов, используется для одновременного восприятия на здания и сооружения изгибающих, сжимающих и растягивающих усилий от нагрузок. Бетон уменьшается в объеме при твердении на воздухе, тем самым плотно охватывая стальные стержни, их прочность сцепления достаточно высокая, которая не нарушается даже при больших перепадах температуры. Такое сцепление бетона и арматуры приводит к тому, что под нагрузкой они работают как одно целое.

Если сравнивать арматуру из стали круглого сечения и периодического профиля, то вторая на тридцать процентов экономичнее по расходу металла

из-за лучшего сцепления с бетоном. Так же существует жесткая арматура, в качестве нее применяют швеллеры, уголки, двутавры и так далее.

Бетон из-за своей плотности и водонепроницаемости, а так же щелочной реакции цементного камня защищает арматуру от коррозии и сильного нагревания при возникновении пожара, что обеспечивает долговечность конструкции.

В настоящее время большую популярность имеет напряженно-армированный бетон. Для получения такого бетона арматуру растягивают до загрузки железобетонной конструкции полезной нагрузкой. Чем сильнее растянута арматура, тем больше сжат бетон. Когда же к конструкции приложена полезная нагрузка, напряжения от нее, возникающие в растянутой зоне бетона, частично компенсируются предварительно созданными сжимающими напряжениями. Поэтому в растянутой зоне бетона не возникнут трещины, а предварительно напряженная арматура получит от нагрузки дополнительное напряжение и ее высокая прочность будет использована в большей степени.

В настоящее время применяют два способа получения напряженно-армированного бетона. Один из них заключается в том, что арматуру натягивают и закрепляют на специальных анкерах, а затем укладывают бетон. После того как бетон достаточно затвердеет, арматуру освобождают и она, сжимаясь, сжимает бетон. Другой способ: в бетоне оставляют специальные каналы для напрягаемой арматуры. После затвердевания бетона арматуру вводят в каналы и натягивают, используя в качестве опоры затвердевший бетон. При этом в бетоне возникают сжимающие напряжения. После натяжения арматуры каналы заполняют цементным раствором.

В предварительно напряженных железобетонных конструкциях уменьшается масса изделий, так как прочность стали и бетона используется

эффективно. Такие конструкции более долговечны и предварительное обжатие бетона препятствует образованию трещин.

По технологии изготовления железобетонные конструкции бывают двух видов: монолитные и сборные. Монолитные железобетонные конструкции получают непосредственно на строительной площадке, для этого устраивают опалубку, устанавливают арматуру и заливают бетонную смесь. Опалубку снимают после достижения бетоном необходимой прочности в течении трех недель. Сборные железобетонные конструкции, такие как колонны, балки, плиты и другие изготавливают на заводских площадках, потом транспортируют и монтируют на стройплощадке.

Сборный железобетон по сравнению с монолитным имеет ряд преимуществ, а именно: конструкции заводского производства обладают более высокой прочностью, при их изготовлении получается экономия цемента, лесоматериалов, металла, снижается стоимость, обеспечиваются одинаковые условия изготовления и вызревания бетона в течение всего года, сокращается срок строительства сооружения. Вследствие этого сборный железобетон в настоящее время широко применяется в строительстве.

Достоинства железобетонных конструкций:

- 1) Главное достоинство железобетона это прочность. Монолитные и сборные конструкции имеют больший запас прочности и надежности, чем каркасные конструкции.
- 2) Железобетонные сооружения долговечны, так как сцепление арматуры и бетона достаточно велико, то это создает устойчивую конструкцию.
- 3) Пожаростойкость один из не менее важных факторов для строительных конструкций, железобетон не горит.
- 4) Для жилых и промышленных сооружений и объектов одним из главных факторов является химическая инертность и биологическая стойкость. Конструкциям не грозят воздействия грибков.

5) Достоинством железобетона является его технологичность, конструкции можно изготовить самых разнообразных физически возможных форм.

6) Железобетонные конструкции имеют низкую себестоимость.

Недостатки железобетонных конструкций:

1) Большой вес конструкции.

2) Невысокая прочность относительно массы конструкции. К примеру, конструкция из металла такой же массы имела бы намного выше прочность.

3) Невысокая скорость изготовления конструкций.

4) Проблематичность в усилении и переустройстве железобетонных конструкций.

1.2 Циклическое испытание соединений столбцов КФС

Заполненные бетоном трубы КФС были исследованы, чтобы улучшить дизайн своих структурных деталей. Изначально пять разных типов фундаментных соединений, которые были классифицированы согласно проектным параметрам, включающие виды анкерных болтов, шпонки, корпусные детали, используются укрепленные бруски, были изготовлены. После проведения структурных экспериментов на фундаментные модели, результаты тестирования были сопоставлены друг с другом. Результаты тестирования показали, что некоторые из тестовых моделей разработаны согласно текущим принципам дизайна имели проблемы связанные со структурными деталями.

Дизайн и методы строительства были улучшены путем разработки новых технологий в области строительства. В частности, автодорожных мостов, представленных в качестве гражданского инженерного сооружения, стали длиннее из-за спроса на большее место и построены с использованием ряда методов проектирования. В настоящее время, мостовые опоры должны иметь достаточную прочность, чтобы поддерживать надстройку таких большепролетных мостов. Более того, много пирсов, поддерживающих автодорожный мост, были построены на интенсивном пространстве города. По этим причинам, для большинства мостовых опор в последнее время были разработаны различные типы заполненные бетоном трубы (КФС) столбцов, которые имеют структурные преимущества в отношении стойкости, прочности и устойчивости. Кроме того, бетонный фундамент, как несущая конструкция моста, которая переносит грузы с пирса на землю, должен быть возведен с помощью подходящей конструкции и методов строительства, чтобы обеспечить лучшую мощность и стабильность работы.

Для такого фундамента, мостовые опоры могут быть соединены с базовой основой с помощью высокопрочных анкерных болтов. Анкерные

болты, установленные между более низким пирсом и бетонным фундаментом, способствуют повышению качества жесткости фундамента. Кроме того, двойные опорные пластины врезают в бетонный фундамент и крепят к анкерным болтам под пирсом для улучшения поведенческих показателей и прочностной емкости. С другой стороны, этот метод монтажа традиционно используется для строительства фундаментного соединения, включая в себя некоторые критические недостатки, связанные со сложной конструкцией, завышено требование размера и неожиданное хрупкое разрушения. С увеличением постоянных и временных нагрузок, передаваемых из силовой структуры, сравнительно больших размеров бетонных оснований необходимых для практического строительства по сравнению с другими конструкциями системы. Поэтому, есть спрос на большее количество анкерных болтов, устроенных в 2 или 3 рядах.

Предыдущие исследования фокусировались в основном на I-образной формы и прямоугольных КФС для строительных конструкций, а не на круговой КФС колонны для мостовых конструкций.

В частности, экспериментальные исследования для экспериментальных тестов (или численный анализ) проводимые по круговой КФС являются далеко не достаточными, чтобы вызвать соответствующие структурные детали для их практичного дизайна. Были предложены новые соединения деталей для круговых стальных пирсов после проведение экспериментальных испытаний и численных расчетов. Они предложили новое соединение для пирса, которое было заменено с армированными стальными стержнями, действующими как закрепленные анкера, и ознакомились с его поведенческими характеристиками за счет мер армирования. Конечный элемент (КЭ) модели был разработан на основе новых конструкционных деталей. После КЭ анализа, результаты сравниваются с экспериментальными результатами теста на определение соответствия методов проектирования.

Арматурные стержни были признаны надлежащими для структуры с относительно меньшим моментом.

С другой стороны, трудно получить больше силы в случае установки этих брусков в фундамент анкера длинных пролетов моста. Таким образом, данное исследование изучило недостатки в отношении установленной методологии проектирования для круговой КФС и предложены новые структурные детали, чтобы преодолеть эти проблемы. Высокая напряженность болтов использовалась, чтобы заменить закладные анкера для улучшения анкерной структуры. Преимущества установки болтов с высоким напряжением, они могут быть проверены с помощью структурных исследований, выполненных на соединении образцов.

Цели данного исследования состояли в том, чтобы улучшить конструкции деталей круговых КФС и предложить соответствующие расчетные формулы.

M-AP (мягкая сталь анкерных болтов и анкерной рамы) разработана в соответствии с текущим дизайном состоит из общих анкерных пятен и анкерных рам. Анкерные болты были прикреплены непосредственно к анкерной раме залитой бетоном. Анкерная рама выдерживает боковые нагрузки, пока анкерные болты не вытаснены или терпят неудачу, уступая. С другой стороны, сложные детали проекта необходимы для этого типа фундамента, которые мешают предсказывать точную картину механизма реагирования. Хотя встроенную анкерную ферму можно прочно закрепить анкерными болтами к фундаменту без пробуксовки, это увеличивает размер бетонного фундамента. Общие стальные анкерные болты были заменены на болты высокой прочности на растяжение для компенсации жесткости, чтобы выдерживать поперечные нагрузки. Высокое натяжение болтов можно легко исправить двойной плитой встроенной в бетонный фундамент.

H-ST (высокой напряженности болт-шпилька) модели были похожи на в-НР модели кроме установки срезных шпилек. Восемь штырей были приварены к индивидуальному болту высокого напряжения, чтобы увеличить силу адгезии к поверхности. Кроме того, верхние и нижние гайки были добавлены к верхней опорной пластине для повышения производительности высокого напряжения болтов на сжатие. В ч-МБ модели, показанной на рис. 1д состоял из деформированных баров также установлен в внутри С-М столбце, а также компонент члены, которые также были обнаружены в H-ST модели (напр., высокое натяжение болтов и встроенные двойные плиты). Шестнадцать деформированных решеток, установленные внутри были 1150 мм в длину. Наконец, н-1А модели были разработаны с внутренними анкерными болтами вместо деформированных брусков. Внутри анкерные болты крепились между встроенной двойной пластиной при помощи гаек. Эта модель может улучшить поведенческий потенциал в плане прочности, пластичности, силы и перераспределения.

Все образцы были изготовлены в полном объеме, разделяющие колонны и опорные части, и имели 3400 мм высоту, состоящую из 900 мм высоты основания и 2500 мм высоты столбца, соответственно. Четкое расстояние базовой пластины было 375 мм и толщина ребер была 22 мм. Внутренний диаметр колонки составлял 500 мм. Эти размеры были применены одинаково ко всем вариантам модели.

См 490, низкоуглеродистой стали, используется для всех образцов. Три теста на растяжение для каждого составляющего компонента, анкерный болт, болт с высоким напряжением были выполнены, чтобы определить их свойства материалов. Бетон закачивают в полую секцию трубчатой колонны и связанную основу дважды. Шесть образцов бетона цилиндрической формы были изготовлены для измерения среднего значения прочности на сжатие.

Циклические нагрузки наносили на образцы с помощью трех приводов. Двух приводов с 1000 кН максимальная емкость нагрузки были использованы для воспроизведения осевой нагрузки, а другой с 2000 кН максимальная емкость нагрузки была использована для воспроизведения боковой нагрузки. Осевая нагрузка в 1500 кН равномерно принимала гравитационные нагрузки в ходе экспериментальных тестов, и было увеличение боковых нагрузок введенных поступательно, перемещая привод к концу ФТ столбца. Смещение контроля было проведено стабильной-поперечной нагрузкой. Пару циклов было выполнено для каждой амплитуды. Циклические испытания проводили до полного отказа экспериментальных образцов для испытаний.

Тензометрические датчики были прикреплены к нижней части ребер между обеих опорных плит. В общей сложности четыре датчика были установлены по обеим сторонам ребер, на которых нагрузка была сосредоточена в основном тогда, когда боковая нагрузка была применена. Рис. 6а показывает инструментарий для датчика позиции. Тензометрические датчики были прикреплены в разных местах для каждого образца. В случае М-АФ и ч-МБ модель, тензодатчики располагались на четверть ребра, в то время как они были расположены на половине ребра в случае ч-НФ, н-ой и Н-ва моделей. Кроме того, каждый из вертикальных LVDTs был установлен симметрично на обеих сторонах опорной пластины для измерения поднял перемещение опорной плиты.

При анализе структурного поведения колонны соединенного с фундаментом, наиболее важным фактором является анкер. Напряжения были приложены к трем точкам, вершине, середине и основанию, основанные на вложенной глубине, чтобы ясно выдвинуть на первый план различия относительно материалов и внутреннего укрепления. Контрольно-измерительные приборы были установлены в верхней, средней и нижней

позиции, которые были разделены для высокого напряжения и для внутреннего анкера и прикрепленный к середине анкером.

1.3 Моделирование и измерение деформации армированного углеродным волокном полимера

Расскажем про последствия кратковременной постоянной нагрузки и температуры на деформации углеродного волокна армированного полимера (углепластика), связанные с бетоном и напряжением при комнатной температуре после продолжительного периода нагрузки. Этот подход включает в себя экспериментальный и численный анализ. Образцы на сдвиг использовали для определения температуры и влияния нагружения на нестационарное поведение при длительном нагружении и поведение разрыхления под нагрузкой после длительного периода нагружения. Численная модель была параметризована с экспериментами на бетон, стеклопластик и эпоксидную смолу. Хорошая корреляция наблюдалась между результатами численного и экспериментов на сдвиг. Чувствительность исследования проливает свет на влияние температуры, модуль упругости эпоксидной смолы и эпоксидной смолы толщиной о перераспределении межфазных сдвиговых напряжений при длительном нагружении. Это исследование подтверждает гипотезу о том, что межфазное перераспределение напряжений может происходить из-за постоянной нагрузки и повышенной температуры и ее эффект может быть значительным.

Потребность в реабилитации и укреплении ухудшенных железобетонных (RC) структур увеличивается с длительным старением гражданской инфраструктуры. Волокно укрепило полимер (FRP) сцепилось, ремонтные работы широко используются в качестве усиливающих и модифицирующих систем для гражданской инфраструктуры. Всё большее количество исследований обратились к прочности связи после различных

агрессивных экологических воздействий. Тем не менее, необходимо проверить прочность модифицированных систем в условиях времени и температуры. Значительное снижение межфазной энергии разрушения отмечается для образцов, подвергнутых циклам сухой заморозки (от -18 до 25 °С) и повышенная температура/сухой (50-60 °С) условиях. Помимо сокращения энергии перелома, изменение в способе поведения связи наблюдалось до и после экологического воздействия, такого как повышенная температура или влажность. Повышенные температуры значительно влияют на поведение связей FRP к бетону с точки зрения теплового напряжения. При температуре выше температуры стеклования, предел нагрузки уменьшается, что объясняется деградацией в граничных связях. Однако предельная нагрузка клеевого соединения увеличилась, прежде чем температура достигла температуры стеклования. Результаты эксперимента показали, что долгосрочное поведение сдвига эпоксидной смолы, зависит от времени перед загрузкой отверждения эпоксидной смолы. Была исследована остаточная прочность на сдвиг экземпляров с внешне скрепленными пластинами CFRP после 5-летнего периода длительной нагрузки на 50% от начального напряжения - от силы и 20 °С температуры окружающей среды. Значительное перераспределение напряжения вдоль пластины CFRP наблюдалось в течение долгого времени. Увеличение напряжения ожидалось из-за старения бетона, произошло также.

Главная цель данного исследования состоит в том, чтобы решить, что совместное воздействие длительной нагрузки и температуры на круге – поведение сдвига связи листов CFRP, соединенных с бетоном. Численная модель связи разработана, утверждена с предварительными результатами эксперимента и используется, чтобы исследовать эффекты различных параметров стыкового соединения на распределение и перераспределение усилий в FRP, эпоксидной смоле и конкретном основании.

Об экспериментах, используемых для образцовой проверки, сообщили подробно ранее, но кратко получают здесь для полноты. Эксперименты, в частности, содержали сведения о времени распределения, зависящего от деформации в образцов на сдвиг при длительных нагрузках и двух разных температурах, хотя только результаты комнатной температуры рассматривают в настоящее время для образцовой проверки. Остаточная прочность - от силы измерили после завершения длительного периода нагрузки. Образцы, были изготовлены, используя бетонные блоки (115 мм × 115 мм × 230 мм). 25 мм шириной однонаправленного листа CFRP насыщался эпоксидной смолой и сцепился с бетонным блоком, используя влажную процедуру простоя. Свойства материала, используемые в числовой программе, были получены из экспериментов за исключением листа CFRP, свойства которого были обеспечены изготовителем. Узкая полоса двоякопреломляющего полимера называется фотоупругое покрытие (P/E), оно было соединено с поверхностью листа CFRP, чтобы позволить контроль продольного распределения напряжения с помощью полярископа во время длительной погрузки. В общей сложности 16 образцов на сдвиг были изготовлены, допуская 2 повторения в каждом условии испытания.

Для получения образцов с устойчивой нагрузкой, уровень нагрузки был выбран равным 2,96 кН, что соответствует продольной деформации 0,12% в нависающей части листа углепластика. Длительная установка нагрузки состоит из стальной рамы с пружинами для поддержания постоянной силы на углепластика.

Как только длительная нагрузка была применен, экземпляры были сохранены при комнатной температуре, и при высокой температуре были проверены в течение 87 ч (5220 минут или 3.6 дня). Следующая длительная нагрузка, экземпляры были разгружены и затем подвергнуты напряжению

от тестов при комнатной температуре. Были проверены два экземпляра соединений каждого типа и условия испытания.

Прочностные свойства эпоксидной смолы измеряли при комнатной температуре (RT, 23 ° C) и при высокой температуре (HT, 40 ° C). Испытания на растяжение ползучести эпоксидной смолы были проведены с использованием рычажного плеча при комнатной температуре (RT) 23 ° C и динамического механического анализа (ДМА) тестер для высокой температуры (HT) испытания при температуре 40 ° C. Для испытания на ползучесть RT, эпоксидная смола отвердела в течение семи дней при комнатной температуре перед испытанием (по аналогии с термической нагрузкой образцов одного круга при длительно действующей нагрузке) и приложенное напряжение составляло 10 МПа. Для испытания на ползучесть при HT, смола отвердела в течение семи дней при температуре 40 ° C перед проведением теста ползучести и приложенное напряжение составляло 1 МПа. Штамм измеряли в течение примерно 5500 мин (3,8 суток) во время испытаний ползучести.

По результатам испытаний на ползучесть, вязкоупругие свойства определяются для численного исследования. За эти годы целый ряд теорий были предложены, что эпоксидные полимеры являются вязкоупругими в природе и проявляют ползучесть при постоянных напряжениях. В реологиической модели можно описать вязкоупругие материалы с помощью пружин и поршней последовательно или параллельно. Релаксационный модуль упругости модуль или испытания на релаксацию данных вязкоупругих материалов, необходимых для определения реологических моделей Максвелла. Обозначения e и η представляют собой модуль упругости и коэффициент вязкости для модели Максвелла. Однако, из-за ограниченности экспериментальных данных для калибровки модуля релаксации, трудно запустить тест релаксации с постоянной деформации на

жестких материалах. В этом случае модуль релаксации может быть получен в соответствии ползучести, которая соответствует деформации, вызванной длительным стрессом путем взаимопревращений.

Уравнение представляет собой интеграл Вольтерра, который решается численно или аналитически, используя преобразование Лапласа. Методы взаимопревращения между модулем релаксации и ползучести для соответствия вязкоупругих материалов предложены и хорошо иллюстрированы в литературе. Когда модуль релаксации, полученный путем численного решения уравнения на основе соответствия ползучести предполагается обобщенное Максвелла тело, модуль релаксации, как правило, моделируется с серией Прони безразмерной релаксацией модуля.

Зависящих от времени конечных элементов анализа с использованием ABAQUS были выполнены также для обеспечения надлежащего моделирования ползучести эпоксидной смолы. Экспериментальные испытания ползучести образца были смоделированы с использованием анализа плоского напряженного 2-D, поскольку образец находится преимущественно в одноосном напряженном состоянии в области измерения деформаций. В этом моделировании, эпоксидная купон представлен континуум плоского напряженного элемента (CPS4R), плоского элемента с четырьмя узлами, что позволяет ползучести быть смоделированной.

Нелинейные исследования конечного элемента с временной зависимостью были выполнены, используя ABAQUS, чтобы моделировать длительную нагрузку и напряжение - от экспериментов. Схема испытания была смоделирована с использованием анализа плоской деформации 2-D. Следует отметить, что условия плоской деформации преобладают, когда материал, окружающий вершины трещины обеспечивает ограничение, так как в данном случае. Бетон, эпоксидные и углепластика были смоделированы с использованием сплошной плоской деформации элемента.

Усовершенствованные сетки использовались для того, чтобы точно моделировать первоклассную группу, эпоксидную смолу и CFRP. Между сетками с разной плотностью, использовались жестко связанные контакты.

С помощью этой техники, каждый из узлов на сетке имеет то же смещение, что и точки на смежной грубой сетке. Поэтому нормальное напряжение сдвига может быть смоделировано вдоль всех взаимодействий связи.

Во время растрескивания бетона, локализация повреждений происходит в трещинах шириной $h_c = 3d_a$, где d_a = максимальный размер заполнителя. Также важно отметить, что результаты численного моделирования показывают, что вариации толщины трещин полосы от $3D_A$ к $0.25d_a$ имеют незначительное влияние на общие численные результаты.

1.4 Исследование X-систем раскосов

Поперечное крепление (X-крепления) является одним из самых популярных методов сейсмического модифицирования и, как показывали, значительно увеличило структурную жесткость и прочность зданий. Обычные стальные методы X-крепления, как правило, показывают хрупкое разрушение при связи между скобой и зданием или потерю устойчивости скоб. Это исследование изучило структурные свойства нового типа X-системы раскосов несжатия, используя соединения углеволокна (CFCC). Эта X-система раскосов несжатия использует крепление CFCC и болтовые соединения между конструктивными элементами и фиксатором CFCC вместо обычного стального крепления. Цель состоит в том, чтобы преодолеть хрупкость и потерю устойчивости, которые могут произойти в связях и креплениях при обычном методе X-крепления. Были выполнены циклические тесты на нагрузку и пропускную способность, максимальная грузоподъемность и деформация были исследованы, а также гистерезис в боковых нагрузках дрейфа груза. Результаты испытаний показали, что X-система раскосов CFCC установила, что в железобетоне заметно увеличивается прочность и продольный изгиб выдерживает нагрузку.

Существующие методы сопротивления землетрясению ориентированы прежде всего на заключение железобетонных (RC) колонны в стальные или волоконно-композитные материалы. В ряде докладов за последние два десятилетия показано, что наиболее эффективным методом укрепления, чтобы противостоять боковым нагрузкам землетрясений для RC зданий является использование стальных распорок и модернизирование стальных креплений может усилить поврежденные землетрясением здания и увеличить сейсмический потенциал существующих зданий RC.

X-крепление значительно увеличивает структурную жесткость зданий и уменьшает максимальный дрейф. X-системы-раскосов использовались в

пятиэтажных RC зданиях, не рассматривая сейсмический дизайн, и значительный укрепляющий эффект был найден. Масштабные испытания для семиэтажного RC здания в котором для усиления использовали стальные крепления, для улучшения вертикального и горизонтального сопротивления найдена до потери устойчивости неспособность крепления выдержать нагрузку от землетрясения. RC школьное здание было усилено, используя постнапряженные скобы прута, которые увеличили способность момента вместо того, чтобы увеличить податливость. Прямая связь, показала благоприятное сопротивление землетрясению по сравнению с косвенной связью.

Сейсмоусиление с использованием стальных скоб обычно проявляет хрупкое разрушение в местах соединений или деформации скоб. Было несколько докладов о методах устранения недостатков скоб. Они в основном сосредоточены на потере устойчивости рамно-связевой системы (БРБ). Аналитическое исследование для расчета параметров достоверности выпучивания стали в четырехэтажном офисном здании было проведено, и указало, что внимательная оценка стальных рам очень важна, особенно для предотвращения коллапса.

В Японии структуры BRB стали все более популярными из-за благоприятного сопротивления землетрясениям. Новый тип двунаправленной-резистентной податливой диафрагмы, используется BRB для применения в мостах. О деформации сдержанного деревянного связевого каркаса (BRBF) с прикрепленной связью момента сообщили, что благоприятная работа в смягчении остаточного дрейфа, мягкой деформации и предотвращении нежелательных отказов в соединениях колонн, и была проанализирована, используя нелинейный динамический анализ. Девятиэтажное здание, укрепленное специальным концентрически связевым каркасом (SCBF), деформацией связевого каркаса (BRBF) и мега рамно-

связевым каркасом (MBF), моделировалось, чтобы оценить сейсмическое исполнение этих различных конфигураций. Ряд MBF показал самое эффективное сопротивление боковому дрейфу, даже при том, что это был относительно низкий вес. В методе, чтобы предотвратить отказ скоб сообщили, который использует скобы без обжатия, установленные со скользящим оборудованием при связи скобы .

Углеволокно - связка углерода типа пряжи. Используя циклические тесты нагрузки, они проверили, что у анкеров углеволокна есть преимущества по сравнению с обычными стальными X-системами раскосов, включая улучшенное отношение силы к весу углеволокна, крепления без сжатий и заключения, используя листы углеволокна в хрупкой конкретно-стальной совместной области. Они также сообщили, что дальнейшая работа необходима, чтобы оптимизировать детали связи между креплением углеволокна и колоннами.

В этой статье мы описываем новую технику для X-крепления несжатия, используя кабель соединения углеволокна (CFCC) для сейсмического укрепления RC структур. Эта X-система раскосов CFCC состоит из крепления CFCC и связей болта между структурными участниками и предельным фиксатором CFCC, а не обычной X-системой раскосов, которая используется со стальным креплением. Мы сообщаем о сейсмическом исполнении RC структуры, укрепленной с CFCCX-креплением с использованием циклических испытаний нагрузки, максимальная грузоподъемность и деформации были охарактеризованы, а также гистерезис бокового отношения дрейфа груза.

Роупе разработал CFCC, структурный армирующий кабель, сформированный из углеродных волокон и терморезистивных смол с полиэфирной кожи, и с использованием новой композитной технологии для создания многожильного кабеля. Таким образом, структурное поведение

CFCC аналогична прядям волокна углерода, которые не имеют никакого пластического поведения.

CFCC эксплуатирует превосходные механические свойства углеволокна и показывает высокий предел прочности (примерно равный стальным нитям для предварительно напряженного бетона, как описано ниже), высокий модуль упругости при растяжении (аналогичный стальным прядям для предварительно напряженного бетона), является легкий (примерно одна пятая масса стальных нитей), обладает хорошей коррозионной стойкостью (высокое сопротивление кислоте и щелочи), немагнитная, гибкий (многожильный кабель позволяет им быть легко свернувшись), и низкая линейная скорость расширения (коэффициент линейного расширения составляет приблизительно 1/20 стали).

Растяжимый модуль CFCC приблизительно в два раза больше чем AFRP, и приблизительно равняется для предварительно напряженного бетона. У CFCC есть высокий растяжимый модуль, который подобен как для предварительно напряженного бетона. Растяжимый упругий модуль стандартного CFCC находится в 130–160 kN/mm² диапазоне. Как будет описано ниже, предельная нагрузка при выходе из строя семи нитей CFCC с диаметром 15,2 мм, используемые в данном исследовании, составляет 270 кН.

CFCC арматура используется в основном в области гражданского строительства, в том числе канаты нагруженных железобетонных мостов, консольных кабелей и внешних кабелей предварительно напряженных железобетонных мостов, грунтовых анкеров и кабели для укрепления подиумов мостов. Методы укрепления CFCC для зданий еще не были исследованы. В этом исследовании мы описываем метод X-крепления, используя CFCC для сейсмического укрепления RC зданий.

X-система раскосов CFCC для RC зданий состоит из плоской пластины и выступа. Потом вырезается сердцевина диаметром 30 мм в существующей балке, стальных устройств для соединения плоской пластины и подкрепления типа выпячивания были механически установлены, используя предварительное напряжение стальных стержней через отверстия на обоих краях. CFCC был поперечный окружен, используя предельный фиксатор, как показано в рисунке 3с, и болтами к устройствам стали. Плоская пластина и X-системы раскосов типа CFCC используют метод соединения болт-гайка, что позволяет контролировать отклонению распорками.

1.5 Анализ повреждения и оценка бетонной конструкции высокой прочности

Структурный бетон - материал с довольно выдающимися совокупными особенностями повреждений; однако, развитие повреждений и накопление повреждений при различных условиях фундаментальны для понимания структурной недостаточности. Сейсмическое повреждение значительно влияет на допустимую нагрузку здания или структуры во время последующего периода обслуживания. Структурное повреждение и его накопление происходят при динамической нагрузке, и разумная модель повреждения должна быть построена так, чтобы повреждение могло быть описано.

Повреждение структуры, вызванное землетрясением тесно связано с максимальной структурной деформацией и эффектом малоциклового усталости, вызванной накоплением повреждений. В данной работе, мы приняли модель, основанную на двух основных формах сейсмических повреждений: (1) повреждение, которое происходит в первый раз, структура берется за пределы первоначального растрескивания и (2) повреждения в результате последующего рассеивания энергии. Эти формы повреждения включены в модель двойного повреждения на основе деформации и рассеивания энергии.

Модель DT3 использует три линии для описания нагрузки и восстановления кривой силы и учитывает свойства деградации жесткости железобетонной конструкции или элемента конструкции. Модель может более подробно описать реальную кривую силы железобетонной конструкции. В зависимости от того, конкретная структура или структурный элемент, ожидается затвердевание после того, как кривая делится на две части: одна часть, используя максимальную главную стабилизирующую деградацию из трехлинейной модели, в то время как другая часть без этого

соображения. Деградация трехлинейная модель, как используется в этой газете, широко применена в технических проектах.

Для этих структур выполнены упругопластические исследования времени структуры, чтобы определить эффект накопленного повреждения производительности. Взаимосвязь между разгрузочной жесткостью и коэффициентом пластичности также неизвестном IDARC анализ вводится в данной работе.

Парк и Энг представляли эффект циклического нагружения на структурные повреждения параметра β . Поглощенная гистерезисная энергия (исключая потенциальную энергию) интегрировалась до точки отказа для 261 группы циклических данных испытаний колонн и балок. Только те, в которых внезапный отказ четко наблюдался или постепенный отказ может быть идентифицирован по кривой огибающей были включены.

Вычисляя индекс повреждения, кривая деформации груза для каждого теста прослежена до места ошибки; при неудаче ($D = 1$), оценена соответствующая ценность β . Фактически, эти ценности β также зависят от ценности местной пластмассовой поставки вращения и конкретных преимуществ вне. Основанный на расчетных ценностях β , отрицательная корреляция наблюдалась между β и отношением удержания, ρ_w , и слабые положительные корреляции наблюдались между β и отношением диапазона сдвига, l/d , отношение продольной стали ρ_l , и осевое напряжение, n 0.

Парк и Эндж предложили свою модель на основе большого количества тестовых данных, охватывающих следующий диапазон параметров. Они использовали стандартные испытания на сжатие цилиндрических образцов (150 мм в диаметре, 300мм высокий), чтобы определить предел прочности при сжатии и прочность отказа. Принимая тестовые данные для бетонных

колонн при повторных циклов нагружения, считают, что величина p зависит от p_w .

В последнее время, высокая прочность бетона широко используется в машиностроении. Такой бетон находится за пределами диапазона прочности модели Парка и Эндж. Таким образом, параметры для повреждения модели выражения высокой прочности бетона должны быть адаптированы. Эти параметры могут быть оценены, чтобы определить механизм повреждения, и соответствующее расширение, созданное для программы расчета ущерба.

Соответствующие испытания высокопрочных бетонных колонн были выполнены, включая проектирование компонентов, сейсмических исследований, проектирования загрузочных устройств, а также оценки данных испытаний, чтобы определить механизм загрузки, режима сбоя, P - кривая Δ , коэффициент пластичности и текучести смещение. Пластичность является важным показателем высокой прочности бетона.

Программа IDARC для анализа структурного повреждения использовалась, чтобы моделировать ответ землетрясения структуры, расположенной с колонкой бетона высокой прочности. Чтобы лучше моделировать динамическое исполнение структуры бетона высокой прочности, зависимость разгружающейся жесткости и коэффициента податливости проанализирована, будучи введенным в программу IDARC.

Разгрузка в процессе структурной вибрации осложнена, поскольку структура разгрузочного изменения матрицы жесткости со временем приводит к варьирующим системным параметрам. В настоящее время структура упругопластического анализа, как правило не учитывает, что разгрузка жесткости и состояние движения влияют друг на друга. Это влияние означает, что динамические уравнения, представленные касательной

жесткости и секущей жесткости не эквивалентны, так как матрица постоянно меняется в течение этого процесса.

Свойства деформации и силы восстановления тестов на образцы колон бетона высокой прочности, показывают отношения между структурной жесткостью и числом разгрузки циклов; это указывает, что изменение (x) показывает изменения, совместимые с линейным сопротивлением. Разгружающаяся жесткость K_u для всех образцов изменяется с ездой на велосипеде, подразумевая, что система не полностью упругая. Самая важная особенность - то, что (x) приблизительно постоянный, хотя он варьируется от образца до образца.

Класс бетона С60–С80, и главное укрепление и боковое укрепление - HRB400, где эффекты на податливость структуры, используя HRB400 как укрепление в бетоне высокой прочности были изучены, чтобы быть ограниченными при определенных условиях. Колонны используют симметричное стальное укрепление, толщина покрытия составляет 30 мм. Интенсивность землетрясения на уровне VIII. Согласно высоте фасада структуры, интенсивности землетрясения и измельченному ускорению дизайна, сейсмические параметры дизайна - сорт 2 дизайна, категория места II и проектная группа 1. Поэтому, средняя существенная сила бетона высокой прочности необходима, чтобы рассмотреть динамические особенности (включая силу восстановления) структурных участников; поскольку естественный период структуры $T_1 = 0.49$ с, измельченное ускорение дизайна составляет 0.15 г.

1.6 Термическая реакция газированной бетонной стены

В течение многих лет изменения фазы материалов привлекают к себе внимание из-за их способности хранить большое количество тепловой энергии. Это свойство делает их кандидатом на использование пассивного хранения тепла. Во многих случаях они используются, чтобы избежать перегрева температуры внутренней среды. В данной статье описывается поведение энергоемких материалов, которые встроены в пенобетонные блоки. Два образца из здания проветриваемой бетонной стены были измерены лабораторным оборудованием под названием "двойные коробки". Первая коробка состоит из традиционного ячеистого бетона; вторая имеет дополнительный РСМ микроинкапсулированный в стене. Тепловой поток через стену измерили и сравнили с результатами моделирования, смоделированными в программе. Это экспериментальное измерение обеспечивает основу модели, которая может использоваться, чтобы проанализировать дальнейшее строительство.

Самые значительные исследования энергоемких материалов (PCM) начались в 1980-х (Телкес и Рэймонд, 1949), с вниманием главным образом на создание приложений. В последние десятилетия эти материалы стали привлекательной возможностью для энергосбережения в строительстве стен. Интерес быстро ускоряется из-за повышения пользовательского спроса на тепловой комфорт и усилия уменьшить стоимость HVAC. Энергоемкие материалы принадлежат группе скрытых тепловых материалов хранения. Когда материал изменяется от тела до жидкой фазы и наоборот, тепловая энергетическая передача происходит. Это называют "изменением в фазе". Есть многочисленные кандидаты на скрытое тепловое хранение, покрывающее широкий спектр температур. У идеального кандидата есть несколько важных свойств: высокая температура сплава, высокая тепловая проводимость, высокая температура и плотность, долгосрочная надежность

во время повторной езды на велосипеде и низкий объем изменяются во время переходов фазы; это должно быть некоррозийным, нетоксичным и невоспламеняющимся и должно показать минимальное подохлаждение (также “названный переохлаждением”). С этими свойствами в памяти, есть 3 группы материалов, чтобы выбрать из: органический, неорганический и эвтектики.

Много исследователей изучали классификацию PCMs. Большинство из них договорились о тех упомянутых выше. Основными проблемами с неорганическими материалами, такими как соль гидратов и металлик, является несоответственное таяние, суб-охлаждающийся эффект и коррозия. Преимущество - большее теплосодержание фазового перехода, чем с органическими материалами. Органические PCMs, такие как керосины, жирные кислоты, гликоль полиэтилена, и сложные эфиры, химически и тепло стабильны. Они инертны, имеют низко или нулевое суб-охлаждение и никакие разъедающие вещества. С другой стороны, они показывают некоторые нежелательные свойства, такие как низкая теплопроводность, более низкое теплосодержание фазового перехода и умеренная воспламеняемость.

Большинство этих проблем может быть легко решено при помощи объединения: прямое объединение, погружение и герметизация. Герметизация разделена на макрогерметизацию и микрогерметизацию. РСМ включен в капсуле с различными формами, материалами и размерами. Ученый определил больше чем 200 потенциальных тепловых материалов фазового перехода с точками плавления от 10 до 90 °С, которые будут использоваться для герметизации. Микрогерметизация широко используется в создании приложений, чтобы увеличить высокую температуру транзитной области, чтобы уменьшить реактивность PCMs к внешней окружающей среде и предотвратить нежелательные изменения объема. В большинстве случаев

микрокапсула сделана из тонкой, высокой молекулярной массы полимерным фильмом. У размера микроскрытого РСМ есть диапазон от 1 мкм до 1000 мкм. Второй метод – макрогерметизация, которая представляет РСМ в форме больших капсул, таких как трубы, мешочки, сферы, группы и другие контейнеры. Они могут непосредственно использоваться в качестве теплообменника или включаться в строительство. Недостаток макрогерметизации - бедная проводимость РСМ. Используя герметизацию, особое внимание должно быть обращено на функции строительного материала; скрытый материал не должен оказывать негативное влияние на механическую силу строительного материала.

Эта работа представляет экспериментальное исследование микрозаклученного в капсулу материала Micronal DS 5001, включенного в проветриваемый бетонный блок. Эти блоки были изучены в центральных лабораториях словацкого Технологического университета в Братиславе. В лабораторном оборудовании (так называемые “двойные коробки”), две типовых стены были исследованы в фактических климатических условиях. Приобретенные результаты характеризуют поведение теплового потока в течение 6 дней измерения. Наконец, модель моделирования была создана для дальнейших исследований другого строительства.

Для этого эксперимента использовались центральные лаборатории словацкого технологического университета в Братиславе. Первые моделирования указали на оптимальный период для измерений. Осень была выбрана, поскольку это - период, когда температуры колеблются вокруг точки плавления РСМ.

Более чем два дня два тождественно сформированных образца были построены в так называемом лабораторном оборудовании “двойной коробки”. Проветриваемые бетонные стены были построены в области, определяемой для образцов. Размеры новых стен составляли 1200 мм × 1000

мм × 100 мм. Областью для образца составляли 1200 мм × 1200 мм, но для более легкого удаления, было необходимо оставить промежуток выше образца. Обе стороны образца были вдвойне окрашены белым внешним водонепроницаемым покрытием. Строя образцы, термомпары были приложены на внутренней части в диагональном направлении. Термомпары были помещены во внешнюю сторону в том же самом положении.

Коробка 1 представляет традиционную проветриваемую конкретную стену. Коробка 2, содержит ту же самую проветриваемую конкретную стену, но со скрытым РСМ Micronal DS 5001. Изготовитель перечислил теплопроводность 0.1 Вт / (м. К) для проветриваемого бетонного блока и с и без добавления причины РСМ. Количество РСМ в блоке, который составляет только 5%; больше РСМ влияло бы на механические свойства блока. У Micronal DS 5001 есть скрытая теплоемкость 110kJ/kg, теплопроводность 0.2 Вт / (м. К), тающий диапазон 24 – 26 °С и очевидная плотность 250-350 кг/м³.

Все измерения проводились в фактических климатических условиях, которые были зарегистрированы другим оборудованием. Эти данные использовались для энергетических моделирований в ESP-г. Были зарегистрированы более чем 6 дней внешняя температура, относительная воздушная влажность, прямое, глобальное и разбросанное солнечное излучение, скорость ветра и направление.

В этом эксперименте тепловой поток, входящий через проветриваемую бетонную стену с РСМ, был по сравнению со справочной стеной без РСМ. Помимо этого количества, стенные температуры, температуры в двойных коробках и температуры комнаты компенсации были зарегистрированы также.

Тепловой поток показал колеблющийся характер. Это было вызвано колебанием амплитуды оборудования. У первой двойной коробки, куда традиционная проветриваемая конкретная стена была помещена, была амплитуда 5 Вт. У второй двойной коробки, с проветриваемым бетонным блоком с РСМ, была амплитуда 10 Вт. Для лучшего визуального показа использовалась показательная линия тенденции.

Существенные различия произошли относительно максимальных дневных температур и высоких ценностей прямого солнечного излучения. В этом случае различие в тепловом потоке составляет 5.4 Вт в среднем. Максимальная разница была достигнута во второй день измерений. В этот день потребление энергии для охлаждения увеличилось на 8.7 Вт в двойной коробке со стеной РСМ по сравнению с двойной коробкой с традиционной проветриваемой конкретной стеной. В течение ночей, когда наружные температуры колебались от 12 °С до 18 °С, было необходимо нагреть внутреннее место двойных коробок. В двойной коробке с проветриваемой конкретной стеной без РСМ было необходимо увеличить тепловой вход по сравнению с двойной коробкой со стеной РСМ. Различием составляли 3.8 Вт как максимальная разница, достигнутая после измерения. Принимая во внимание, что РСМs уменьшил тепловой поток при более низких температурах в теплые дни, они имели отрицательный эффект и увеличили тепловой поток в проветриваемой конкретной стене. Это произошло из-за более медленного ответа целой системы, где РСМ используется.

1.7 Потенциал для инновационного здания

Чтобы разработать возможные варианты будущих событий крупного строительства описываются пути развития на основе отдельных материалов глины/кирпича, а также бетона/-легкого бетона/ газобетона и силикатного кирпича. Эти типы строительства выражают уровень развития, структурированы графиком времени и разделены в малое и крупное строительство. Это развитие линии строительства кажется структурированным из-за дополнительных функций, объединенных в каждом шаге развития. Возможные пути развития для будущих событий интегрированных активных систем кратко изложены, после дополнительных функций, являющихся интегрированными в строительстве. Недостатками являются переработки интегрированного строительства и конфликта изоляции против допустимых нагрузок. В результате получены два пути развития: легкое крупное строительство конверта с составными слоями и крупное ориентированное решение с возможными сменными компонентами развития и иллюстрированы пятью общими строительными принципами.

Исследуется функциональность крупного строительства ограждающих конструкций здания, их функционального и технического исполнительного уровня развития. Основываясь на это, можно будет понять развитие строительства и ожидаемое увеличение работы с каждым эволюционным шагом. Исследования развиваются отвечая на вопрос 'как структурировать события крупных ограждающих конструкций здания?'. Схема разработана как инструмент для выражения и структурирования этих развитий.

Чтобы определить возможные будущие сценарии, мы должны понять пути развития, которые привели к нашему текущему состоянию, и определить проблемы и потенциалы, которые могут возникнуть. Входной

параметр для любого такого обсуждения необходимая функция (функции), которую должна выполнить стена.

Функциональности крупных ограждающих конструкций здания могут быть определены следующими темами

- строительные грузы (владеют весом, тепловым расширением, горизонтальным напряжением),
- способ строительства (процесс, производство, строительство),
- контроль за климатом (температура, влажность, вместимость, акустика, свет и вид),
- устойчивость (включенная энергия, энергия использования, повторение цикла),
- удобство использования (безопасность, пригодность для использования, обслуживания),
- появление (городской контекст, внешнее и внутреннее восприятие).

С определенными функциями возможно оценить исполнение ограждающих конструкций здания – с возможностью оценить строительство с точки зрения уровня развития и, параллельно, определить недостающие аспекты. Чтобы выразить события, эскизы строительных типов собраны в схемах. Организация видов строительства на чертежах осуществляется путем определения функциональности каждого строительства с точки зрения работы и развития. Схема организована через график времени, начинающийся с ранних строительных технологий на горизонтальной линии. В вертикальном направлении это организовано через простые параметры: крупное строительство / малое строительство – чтобы позволить отделять систематичность, не становясь слишком сложным в расследовании, которое

находилось бы в противоречии с потребностью быстрого и простого доступа к чертежам. Чтобы визуализировать строительство для лучшего понимания, различные технологии ограждающих конструкций здания зарегистрированы как 3D эскизы, сосредотачивающиеся на принципиальных аспектах ключа строительства.

Общая схема показывает строительство ограждающих конструкций здания с точки зрения заказа развития. Это обеспечивает возможность поместить различные строительные типы ограждающих конструкций здания в рамки исторического и функционального развития, после пути развития технических решений, в которых отдельные решения могут быть помещены, чтобы зарегистрировать логику развития. Большинство окружают отдельные технологии, которые являются частью пути развития, которые следуют за хронологией – и таким образом они документируют развитие интеграции функции строительных типов.

При помощи исторического и функционального развития и расположения на схеме, потенциальные направления развития могут быть определены – даже если технология, чтобы служить особой функциональностью, еще не доступна. Во втором шаге могут быть исследованы технологии, чтобы служить требуемой работе, и они могут стать предметными областями, чтобы быть интегрированными решениями.

Рассматривая основное убеждение защитить нас – т.е. создать приют – одно решение помимо создания легкого конверта – палатки – это укладка материалов. Наиболее каноническая форма должна иметь легко доступные материалы, такие как щебень (каменная кладка природного камня) и дерева (строительство деревянного каркаса).

Чтобы минимизировать существенное использование, технология строительства деревянного каркаса была разработана для деревянного

строительства. Таким образом, массивные древесные породы были расположены так, что отсеки были сформированы, для заполнения прутьями и глиной. Позже, эти отсеки были заполнены кирпичами, эта технология будет рассмотрена далее в этой статье. Логическое последствие развития должно было заменить древесину сталью: строительство стальной конструкции заполняется кирпичом.

В качестве примечания, нужно упомянуть, что строительство деревянного каркаса сопровождалось сложенной конструкцией доски, которое сегодня может быть найдено в измененной форме как плоское сложенное крупное строительство, сделанное из облицованной слоистой древесины.

В области крупного строительства глина в конечном счете использовалась в качестве замены для щебня. Чтобы сделать материал применимым для строительства стены, она была либо уложена путем создания предварительной опалубки, которую затем заполняли глиной, или путем формирования глины в предварительно изготовленные кирпичи, которые были высушены на солнце; метод, который, скорее всего, впервые разработан в Египте приблизительно 12.000 до н.э., Чтобы укрепить глину, добавляют добавки и волокна, такие как шерсть животных и солому.

Приблизительно 2500 до н.э. метод горения глины был развит в регионах Нила и Инда, а также в Месопотамии. Горящий процесс изменил материальное государство (силикатизация), чтобы улучшить длительность материала, особенно с точки зрения водного сопротивления. В следующем технология была, главным образом, распределена Римской империей. Чтобы далее охранять каменную кладку, конструктивные элементы, такие как постаменты из природного камня и крыши были разработаны защитные слои – сначала использовали известь, а позднее наружную и внутреннюю

штукатурку, которая обладала дополнительным преимуществом в качестве художественного оформления.

Наряду с техническими разработками, возникли дополнительные функциональные требования, которые должна была выполнить стена. Её главная цель больше не была исключительно несущей, т.е. строительство (собственный вес, тепловое расширение, горизонтальное напряжение), а также управление климатом (температура, влажность, акустика, свет и вид). Эти новые требования привели к слоистому стенному строительству, которое с одной стороны увеличило допустимую нагрузку (многослойная каменная кладка и бетонная каменная кладка в сложном строительстве), и с другой оптимизировало способность изолирования стены, например, с проветренной задней частью стены. Идея, лежащая в этой концепции, состоит в том, что вертикальный воздушный слой создает дополнительный тепловой буфер, который может также служить осушением, если соответственно добавлены места вентиляции. После изоляции дополнительные слои изолирования добавлены в пределах проветренного промежутка задней части.

На боковой линии этого развития активируют системы с прошлого десятилетия. Здесь, отопительные системы встроены в стену, чтобы увеличить ее теплотехнические характеристики; либо в виде плоских элементов или в виде интегрированных нагревательных панелей.

В качестве альтернативы внешним ограждениям, сделанным из каменной кладки, применены другие плоские материалы оболочки, такие как древесина, листовая сталь, минеральные панели или пластмассы. И есть решения, которые полностью изменяют материальную последовательность конструкции стены, например, внешний слой каменной кладки, который присоединен к несущей нагрузке деревянной конструкции. Таким образом, каменная кладка - элемент окутывания, который больше не используется в целях несущей конструкции. Более пристальный взгляд на эти основные пути

развития показывает, что это решение работает аналогом конструкции деревянного каркаса.

1.8 Легкий бетон, производимый двухэтапным процессом литья

Структурный легкий бетон широко использовался после достижений в производственной технологии для легких совокупностей. Преимущество легкого бетона уменьшено мертвый груз для структур. Применение легкого бетона в мостах длинного промежутка и высотных зданиях может уменьшить затраты на строительство. Типично доступные легкие совокупности обычно производятся, используя спеченную зольную пыль, расширенная глина и расширенный сланец. У них неотъемлемо есть большое количество пор, которое приводит к более низкой силе, жесткости и большей деформируемости. Таким образом, слабые легкие совокупности затрагивают силу и неудачу бетона. Однако Вассерман и Бентур сообщили, что более высокие совокупности силы не обязательно приводят к более высокому бетону и Кит продемонстрировал тот объем часть легких совокупностей находится в обратной пропорции к сжимающей силе. Поэтому, силой легкого бетона можно управлять через свойства и часть объема легких совокупностей, а также отношения воды к цементу.

Исследовали физические и механические свойства легкого бетона с использованием легких грубых совокупностей и мелких заполнителей. Вес единицы легкого бетона определен типами и содержанием легких совокупностей. Была изучена сила, и модуль упругости легкого бетона. Они сообщили, что плотность и совокупная часть объема составляли 1,650 кг/м³ и 42%, соответственно. Однако это самоуплотнения бетона (SCC) уменьшилось на 25% к 35%. Чтобы получить достаточно потока для самоконсолидации, ее совокупное содержание уменьшено, чтобы уменьшить

вязкость. Этот метод для распределения соединения также действителен для нормального веса SCC. Богас сообщил, что сухая плотность вибрировала, легкий бетон был уменьшен всего до 1,750 кг/м³ согласно пропорции соединения, но легкий SCC не мог достигнуть плотности ниже 1,950 кг/м³ с использованием данного легкого агрегатного состояния. Исследование, которое следовало, рекомендовало грубую совокупную часть объема 30% к 34% для легкого SCC, диапазон, который по сообщениям обеспечивает сопротивление сегрегации. Предшествующие примеры указывают на то, что обычное смешивание методов ограничивает плотность легкого бетона приблизительно к 1,700 кг/м³. Если мы максимально объемную долю легких заполнителей в смеси, можно дополнительно уменьшить плотность легкого бетона.

Эта работа представляет двухэтапный процесс кастинга, чтобы увеличить часть объема мелких заполнителей, которые имеют более низкую плотность. Учитывая, что плотность керамзитобетона используется, предложенный процесс производит гораздо легче, чем бетон обычным способом смешивания. Процесс бросить конструктивный элемент представляет собой размещение легкие крупнозернистых заполнителей в пресс-форму и цементный жидкий раствор впрыскивания в промежуточные пустоты между предварительно помещенными совокупностями. Процесс включает в себя производство бетона, но это не реализуется для легкого бетона в литературе. Четыре типа легких заполнителей были протестированы, чтобы показать осуществимость предложенного метода. Физические и механические свойства образцов, произведенных с помощью предложенного метода были исследованы, чтобы оценить их эффективность. Последствия характеристик легких заполнителей, таких как форма, размер и распределение плотности упаковки, также обсуждаются.

Портландцемент был использован для изготовления легкого бетона. Разбавление и перемешивание цементного порошка в 1% -ном растворе ацетона дефлокуляции ее частицы. Лазерная дифракция захватила каждый размер частицы и построила распределение.

Всего было использовано 4 легких заполнителя. Их форма и размер частиц распределение были разные. В700 был керамзит. Из-за спекания раздутие для его производства, его форма была очень сферическая, как показано на рисунке 2 и примерно моноразмера, как показано на рисунке 3. Его удельная плотность и свободно упакованы насыпная плотность в сухом были 1,178 кг/м³ и 692 кг/м³, соответственно.

С другой стороны, у ST700 и AS700 были неправильные формы. Их производство сначала включило спекание расширения и затем быть сокрушенным в определяемый размер, который также привел к распределению мультиразмера до максимальных 19 мм. Их средние размеры были приблизительно тем же самым как В700, 9.7 мм и 10.2 мм, соответственно. Их определенные удельные веса в сухих условиях составляли 1,358 кг/м³ и 1,272 кг/м³, соответственно. Даже притом, что их номинальная оптовая плотность этикетка была отмечена 700 кг/м³, их измерения в лаборатории были несколько выше, 769 кг/м³ и 772 кг/м³, соответственно. Таким образом, у этих двух образцов были соответственно подобный средний размер и сухая оптовая плотность с В700, но их распределение размера и форма полностью отличались.

EPS гранулы коммерчески доступны. EPS производится путем нагревания экспансивного полистирола. Это по своей сути состоит из структуры с закрытыми порами, и, следовательно, он имеет очень низкую плотность. Структура с закрытыми порами также предотвращает проникновение воды в материал. В этом исследовании, его удельный вес и объемная плотность была 34,9 кг / м³ и 15,8 кг / м³, соответственно. EPS

имеет ту же форму и размер, как В700, но гораздо легче. Легкий бетон, включающих EPS может иметь очень низкую плотность, менее 1000 кг / м³.

Плотность и прочность легких заполнителей регулируются сырьем и условиями производства. Они имеют редкую микроструктуру общего. Ряд крупных пор существует внутри, что приводит к более низкой плотности, низкой прочностью и более высокой гигроскопичности. Чтобы исследовать внутри легких заполнителей, сканирующая электронная микроскопия (СЭМ) при условии, микроструктурных изображений агрегатов. Есть много макро и микропустот в В700, с грубой текстурой. Эти поры уменьшить вес В700 и позволяют большое количество водопоглощения. В случае EPS, ее внутри полностью отличается от других. Там нет макропор, но он состоял из круговых сот с микропустот. Большое количество пор и свойства материала делают EPS легче.

Все образцы были сделаны в цилиндре с 100 мм диаметром и 200 мм высотой. Температура лечения и относительная влажность сохранялись в 23 °С и 95%, соответственно. Оба образца - смеси контроля, произведенные обычной процедурой смешивания. Короче говоря, та процедура была следующие: поместите цемент и совокупности для сухого смешивания и добавьте воду к соединению. Размешайте несмешанные материалы в течение 1 минуты и продолжите смешиваться в течение 2 минут. Мелкий заполнитель (нормальный вес) был комбинацией вымытого морского песка и сокрушил песок. Модуль тонкости, определенная плотность и водное поглощение мелкого заполнителя были 2.58, 2,600 кг/м³ и 1.48%, соответственно. Используемые грубые легкие совокупности насыщались поверхность, высушенная для смешивания. Вода крупной шкалы сокращение примеси (HRWRA) использовалась для типового S6 SCC. Это было, поликарбоксилируют - базируемый, и его твердое содержание составляло 20%. Напротив, образцы P2, P5, P6 и P7 были произведены, применив

предложенный двухэтапный процесс кастинга. Образцы использовали высушенные духовкой легкие грубые совокупности и не использовали мелких заполнителей. Детали о процессе кастинга и содержании соединения описаны в следующей секции.

Максимальное объемную долю легких заполнителей позволяет иметь низкую плотность легкого бетона. Процесс литья двухстадийный предлагается для этой цели: размещение легких заполнителей в пустой формы для получения полной упаковки и заполнение пустот интерстициальные в пресс-форме с цементным раствором. Рис.5 иллюстрирует предлагаемый процесс литья.

Пресс-форма заполнена высушенных легких заполнителей. Жидкий цементный раствор (паста) получают путем сдвига 5 мин выливают в пресс-форму до полного не заполнит пустоту между агрегатами. Предполагая, что печь сушат легкие заполнители, например В700, в смеси поглощают столько воды, сколько возможно, 17% содержание воды уменьшается с учетом ее поглощения воды. Эффективная жесткость образца P2 будет 0.21 вместо первоначального 0,42. Поскольку внутренние промежутки между легких заполнителей были узкими, использование мелких заполнителей в жидкий раствор может ограничить его заполнение. В дальнейших исследованиях, использование тонких наполнителей, таких как диоксид кремния порошка можно считать, если необходимо.

Легкие заполнители имели ряд пор внутри, что позволило снизить его плотность. Высокая текучесть смеси-S6 был более низкое содержание легких заполнителей, чем обычный N1 смеси: 30% - 35%. Текучесть и самоуплотняющегося способность смеси были получены с использованием тонких материалов и включения химической примеси. Таким образом, увеличилось содержание цемента и снизился объем крупнозернистых заполнителей.

Вышеупомянутые результаты подтверждают, что у легкого бетона, включающего более высокую сумму легких совокупностей, есть более низкий вес единицы. Таким образом, чтобы уменьшить вес единицы бетона, необходимо увеличить часть объема легких совокупностей в соединении. P2 смесей, P5, P6 и P7 в исследовании были произведены, используя предложенный двухэтапный процесс кастинга, в котором максимизировалась часть объема легких совокупностей. Дизайн соединения легкого веса предварительно поместил конкретные образцы.

Типовой P2 использовал легкую совокупность B700. Упаковка плотности B700 в 100 мм-диаметрах 200 цилиндрическими формами мм-высоты составляла 59%, и следовательно ее часть объема в P2 была тем же самым, 59%. Предварительно помещенный метод кастинга *produceda* более высокая часть объема B700 в P2, чем образцы N1 и S6, который также использовал те же самые совокупности. Укрепленная плотность P2 составляла 1,507 кг/м³, намного меньше, чем тот из N1 или S6. Для производства намного более легкого бетона использовалась другая совокупность (EPS). Использование EPS в P5 произвело самую низкую плотность легкого бетона, 755 кг/м³.

У образцов P2 (B700) и P5 (EPS) есть подобные части объема 59% и 57%, соответственно. Небольшое увеличение с B700, приблизительно 2%, по-видимому прибывает из небольшого различия в размере в совокупном B700. Рисунок 3 показывает, что 20% B700 меньше, чем 9.53 мм, но у EPS есть прекрасный моноразмер.

Образцы P6 и P7 были произведены, используя совокупности нерегулярной формы ST700 и AS700, соответственно. Упаковывающая вещи плотность классифицированных частиц была по сообщениям выше, чем та из частиц моноразмера. Однако в исследовании, ST700 показал ту же самую упаковочную плотность как EPS, 57%. Его неправильная форма, как думают,

предотвращает уменьшение в вакууме в форме. Тем не менее, его классифицированный размер уменьшает недействительный размер между совокупными частицами, меньшими, чем В700. Упаковывающая вещи плотность AS700 составляла 61%, который поддерживает идею, которая оценила совокупный размер увеличивает упаковку и уменьшает вакуум. Укрепленные удельные веса P6 и P7 составляли 1,612 кг/м³ и 1,564 кг/м³, соответственно. Их удельные веса были выше, чем тот из P2 (1,507 кг/м³). Даже при том, что номинальная оптовая плотность всех легких совокупностей - то же самое, 700 обозначенные kg/m³ их этикеткой сухими определенными удельными весами совокупностей ST700 и AS700 выше, чем В700. Более высокая определенная плотность resultsin более высокая плотность образцов P6 (ST700) и P7 (AS700).

Пропорциональную тенденцию между плотностью и силой материалов ясно показывают в числе. У имеющего малую плотность бетона была низкая прочность. Другие исследования также показали пропорциональные отношения между сжимающим модуль силы / упругий модуль и вес единицы бетона. Все образцы, используя те же самые легкие совокупности, N1, S6, и P2, следуют за пропорциональной тенденцией. Для сравнения сжимающая сила каждого типа перечислена следующим образом: легкий вес вибрировал, у конкретного N1 была сила 31.6 МПа в 28 дней, у легкого SCC было 40.8 МПа, и легкий вес, у предварительно помещенного конкретного P2 было 22.1 МПа. Однако образцы, используя различные легкие совокупности, ST700 и AS700, не попадали в тенденцию. Их преимущества были выше, чем тот из P2 — 33 МПа в 28 дней. Улучшение силы P6 и P7 вызван качеством используемых совокупностей.

С другой стороны, типы и количества легких заполнителей определяют механическое поведение затвердевшего бетона из-за их низкой отказоустойчивости. Половина образцов на поверхности излома показывают,

что отказ от конкретного образца начинается с внутреннего пространства легких заполнителей. Низкое сопротивление в поперечной деформации из-за легких заполнителей приводит к выпуклым образцам цилиндра. При сжатии применено к образцу, агрегаты, следовательно испытывают расщепление провала на разрыв. Высокая объемная доля легкого заполнителя делает расщепление растяжением провала агрегатов соединены, что приводит к колонке в форме отказа образца. Когда небольшое количество легких заполнителей было использовано для образца SCC, S6, отказ колонки в форме не наблюдался.

В случае немного более тяжелых совокупностей ST700 и AS700, намного меньшие суммы были разрушены на поверхности перелома. Легкий бетон (P2), сделанный с теми выставками совокупностей, погружается, диагональная неудача формы конуса, указывающая более или менее, стригут неудачу, как нормальный бетон. Есть две возможных причины различной формы неудачи: более высокая сила of ST700 и AS700, потому что их определенная плотность выше, чем тот из B700, обеспечивая более высокое сопротивление против разделения растяжимой неудачи. Высокая прочность совокупности понижает эффект Пуассона выпирание цилиндрических уменьшений образца. Передача сжатия к боковому напряжению следовательно ограничена, который приводит к менее растяжимой неудаче в боковом направлении; нерегулярная форма и частицы мультиразмера совокупностей нерегулярной формы с высокой ожидаемой степенью совокупной блокировки обеспечивают более высокую силу для P6 и P7, который препятствует тому, чтобы связь испытала разделяющуюся растяжимую неудачу для каждого зерна. Явление было найдено Вассерманом и Бентуром, в котором сила легкого бетона была не всегда пропорциональна силе используемых совокупностей. Кроме того, другие результаты эксперимента показали, что частицы мультиразмера увеличивают

распределение напряжения эффективно через часть контакта конкретного состава и увеличивают его сжимающую силу. Когда объем легких совокупностей максимизируется в текущих образцах, сжимающее распределение напряжения через цементную пасту больше не эффективное. Однако поперечное выпирание из-за эффекта Пуассона эффективно заключенной пастой и увеличенной блокировкой совокупностей.

Эффект поглощения воды на прочность необходимо обсудить. Высокая водопоглощение легких заполнителей сообщениям увеличивает прочность на сжатие, потому что их насыщенность до смешивания обеспечивает непрерывную подачу воды для внутреннего ухода. Кроме того, использование сухих агрегатов, как в этом исследовании также способствует повышенной прочности с учетом эффективной V_t / см, ниже начальной пропорции смеси, и, устраняя внутреннее кровотоечение на ИТЗ. Сила образца P2 был ниже, чем у образцов P6. Чем выше случай поглощения воды, тем более низкая прочность. Таким образом, эффект водопоглощения на прочность является незначительным и характеристики агрегатов доминируют в влияния на производительность легкого бетона.

Легкий бетон по сообщениям показывает, что упругий модуль и динамический модуль эластичности пропорциональны плотности бетона, и конечно более высокая сила была получена с более высоким упругим модулем. Тенденция продолжилась в результатах этого исследования. Однако нужно отметить, что динамический модуль типового P6 выше, чем тот из типовых P7 даже при том, что они произвели ту же самую силу 33 МПа.

Учитывая, что тот же легкий заполнитель используется, плотность легкого бетона определена частью объема легкой совокупности. Дизайн соединения и бросающий процесс должен быть изменен согласно желаемой части объема совокупности. Часть объема минимизирована для производства

SCC. Поэтому, часть объема легких заполнителей ограничена из-за проблемы стабильности. У образца легкого SCC есть плотность 1,933 кг/м³ в текущем исследовании. Полевое применение легкого SCC было недавно обсуждено на научной конференции, Соглашении Падения 2014 года ACI. Исследователи сообщили, что легкий SCC приблизительно в 2,000 кг/м³ в настоящее время производим.

Рассмотрение легких заполнителей, позволяет нам иметь более или менее 1,800 кг/м³. Больше увеличение части объема было достигнуто предложенным двухэтапным процессом. Часть объема увеличилась на 59%. Плотность легкого бетона минимизирована в 1,507 кг/м³, когда оптовая плотность легких совокупностей - номинально 700 кг/м³. Если мы будем использовать более легкие совокупности, то более низкая плотность легкого бетона, очевидно, ожидается. Самый легкий бетон безусловно (P5) был таким примером даже при том, что это не получало значащее развитие силы в течение 28 дней. Его заключительная сила составляла 0.9 МПа, который не приемлем для структурного бетона. Тем не менее, это можно рассмотреть для плавления структур и изоляционных материалов с очень низкой определенной плотностью 755 кг/м³.

Полученные образцы, способом отливки с двухступенчатой могут быть классифицированы в соответствии с EN 206-1. Сила цилиндра 100 мм, диаметр 4% выше, чем у стандартного цилиндра, так что умножение поправочный коэффициент 0,96 производит прочности бетона образцов. В связи с очень низкой массой тела единицу и прочность на сжатие, P5 не могут быть.

Сжимающая сила высока, главным образом из-за короткого объемного расстояния для цементных частиц и низкой части объема совокупностей. Когда совокупности достаточно сильны, чтобы вынести сжимающую силу,

хорошая упаковочная плотность улучшает распределение напряжения через совокупности.

1.9 Выводы по 1 главе

1. Железобетонные конструкции широко применяются во всем мире, благодаря их прочности, долговечности и массы других достоинств. С каждым годом перечень применения таких конструкций только увеличивается, в связи с этим улучшается технология изготовления железобетона. Он используется для одновременного восприятия на здание или сооружение сжимающих, растягивающих и изгибающих усилий от нагрузок.

2. Перед железобетоном становятся новые задачи, которые он должен решить. Одной из таких задач является строительство в районах землетрясений. Для этого разрабатываются новые технологии производства железобетонных конструкций, которые делают их сейсмоустойчивыми.

3. Обычный метод производства легкого бетона принимает во внимание обрабатываемость и совокупную сегрегацию нового соединения. Поэтому, обычный дизайн соединения ограничен частью объема легких заполнителей, следовательно достижимой самой низкой плотностью легкий бетон также ограничен. Это обычно - 2,000 кг/м³ для самоуплотнения соединения и 1,800 кг/м³ для дежурного блюда вибрировал соединение. Двухэтапный процесс кастинга максимизирует часть объема легких совокупностей и следовательно производит легкий бетон с минимальной плотностью.

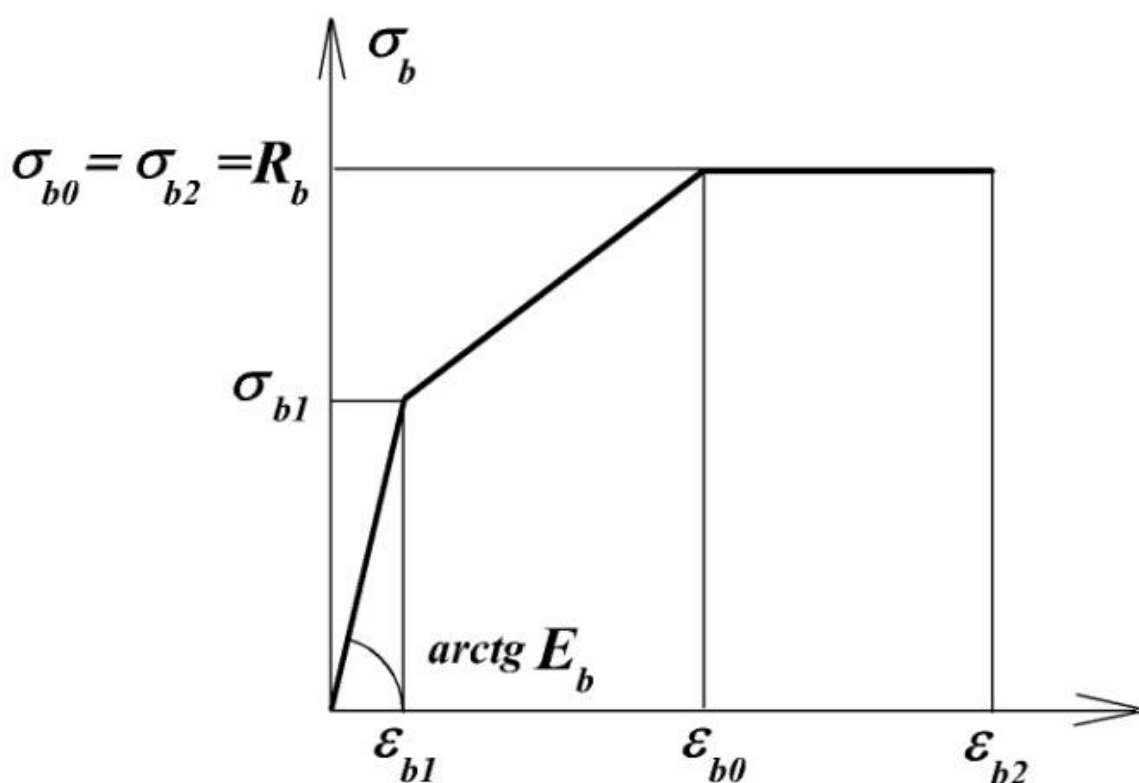
Глава 2. Диаграммы материалов

В данном разделе изложены методики описания и построения диаграмм деформирования бетона и арматуры в рамках СП 52-101-2003 и фактические диаграммы бетона и арматуры с физической площадкой текучести для расчета железобетонных конструкций по нелинейной деформационной модели.

2.1 Расчетные диаграммы состояния бетона и арматуры

В качестве расчетных диаграмм состояния бетона и арматуры, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, принимают трехлинейную и двухлинейную диаграммы, так и через деформации.

а)



б)

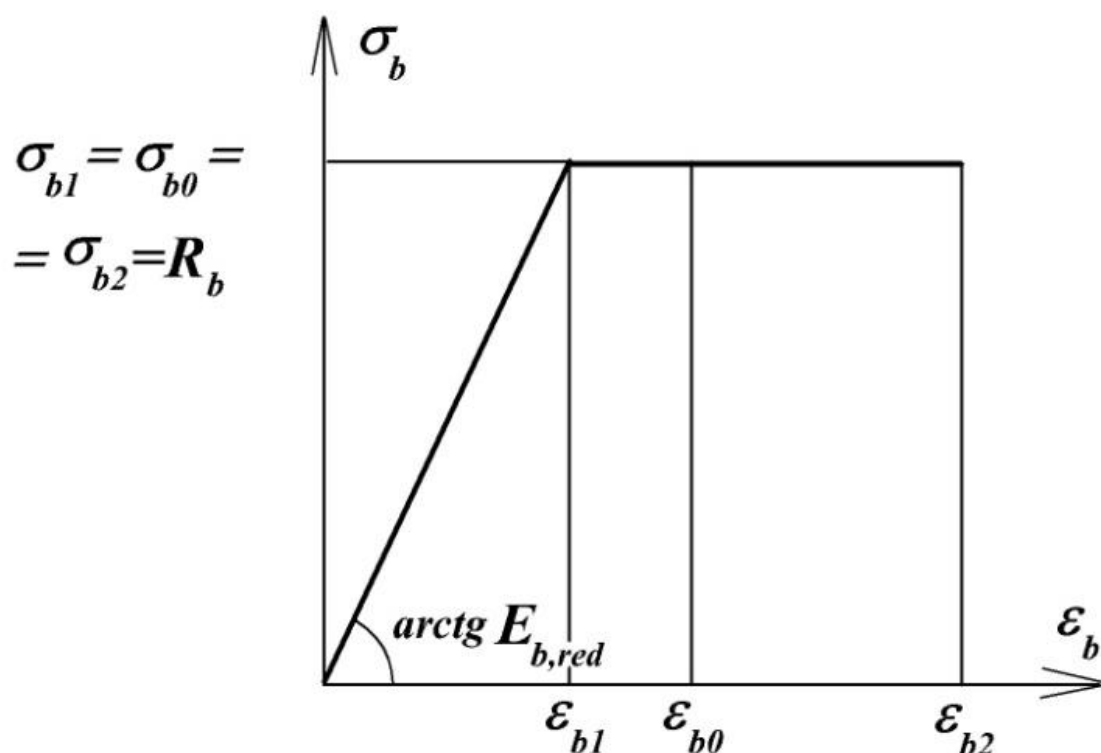


Рис.1. *a* - трехлинейная диаграмма; *б* - двухлинейная диаграмма.

$$\epsilon_m = \frac{\sigma_m}{E_m \nu_m}, \quad (2.1)$$

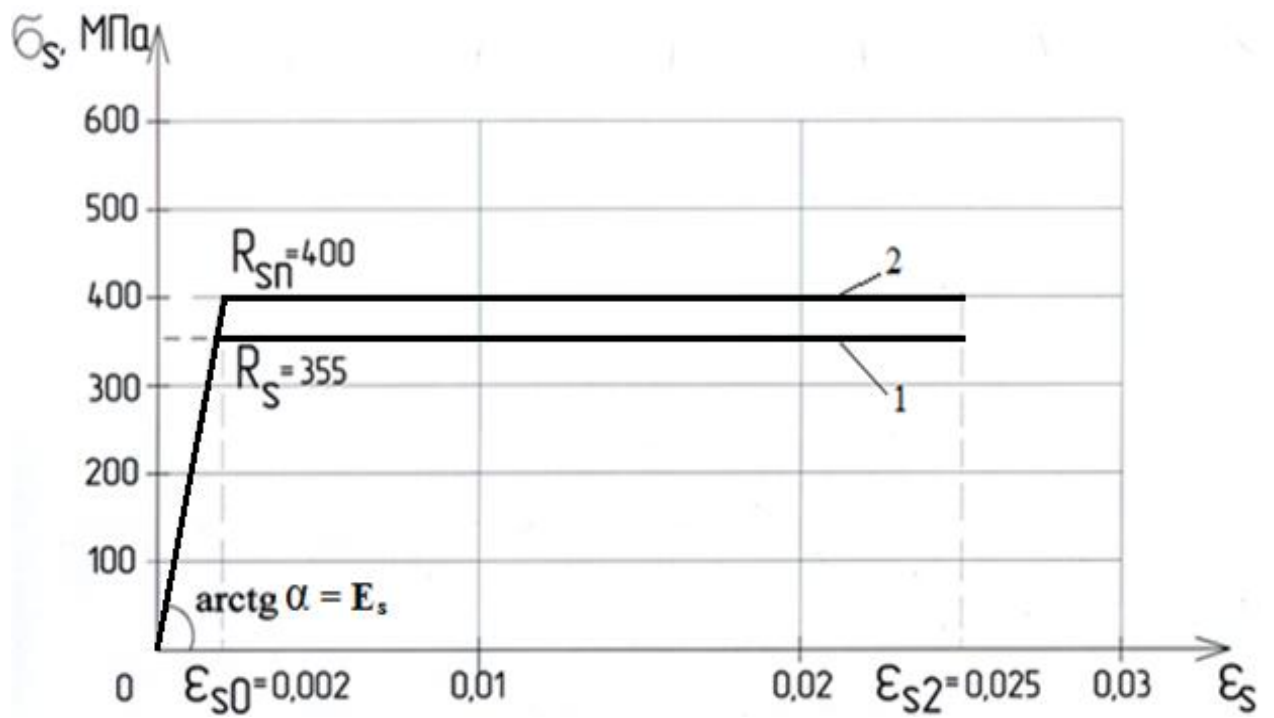
$$\sigma_m = \epsilon_m E_m \nu_m, \quad (2.2)$$

На примере расчета и построения диаграмм деформирования рассмотрим арматуру классов А400 и А500, так как её преимущественно применяют в железобетонных конструкциях.

Нормативные диаграммы состояния арматуры.

В качестве расчетной диаграммы состояния арматуры, устанавливаемой связь между напряжениями σ_s и относительными деформациями ϵ_s арматуры, при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели принимают двухлинейную диаграмму.

а)



б)

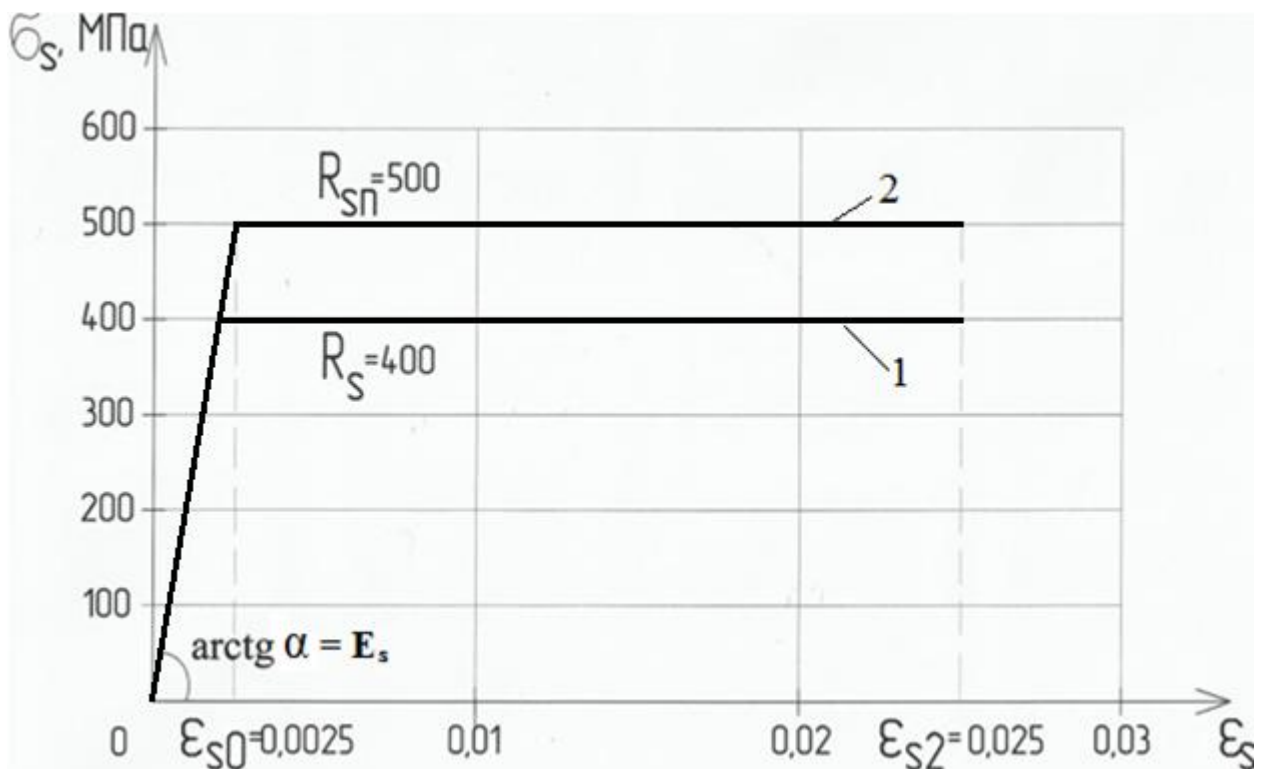
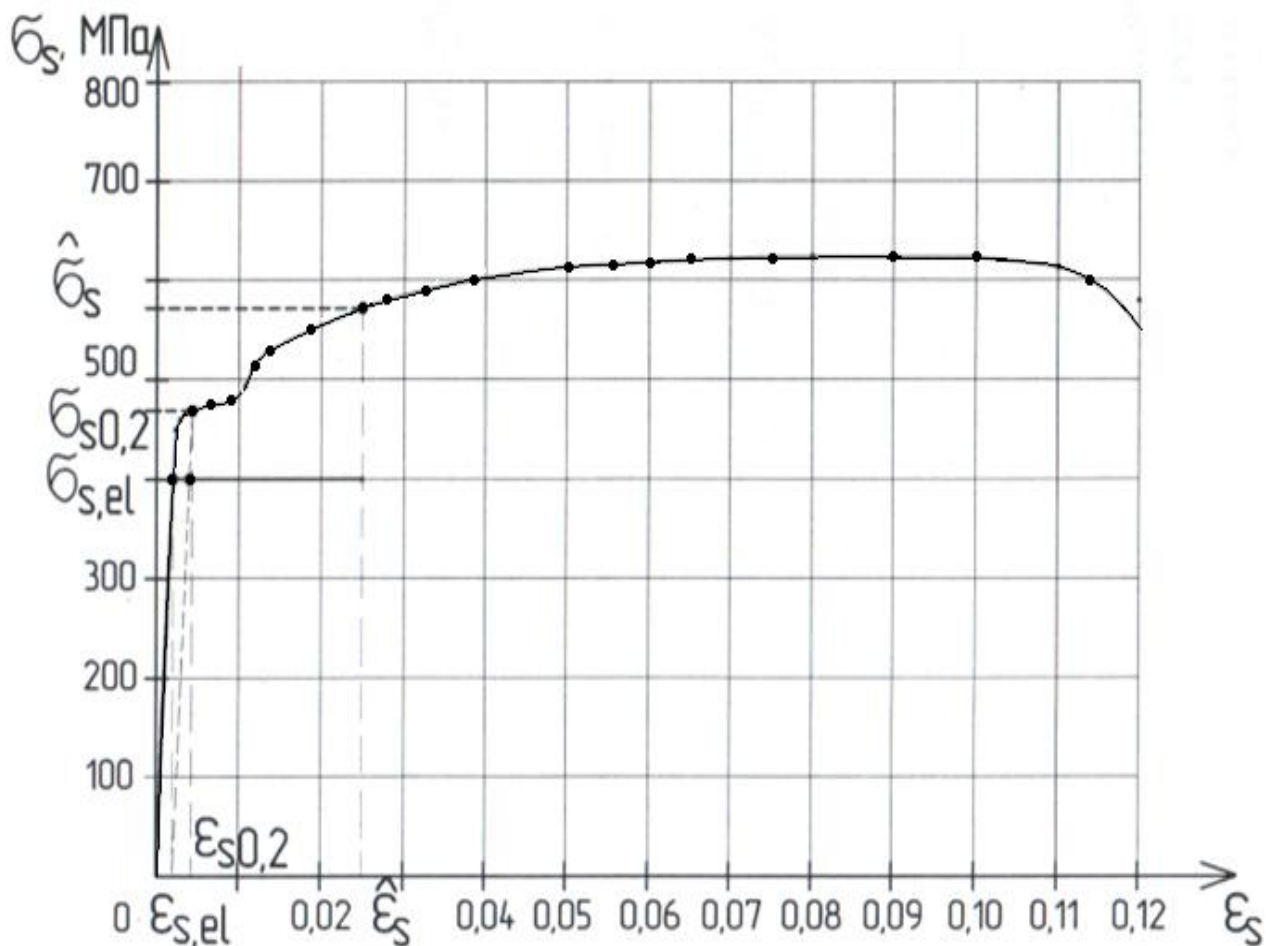


Рис.2. Диаграммы состояния растянутой арматуры: а) А400; б) А500; 1- по первому предельному состоянию; 2- по второму предельному состоянию.

2.2 Фактические диаграммы деформирования арматуры с физической площадкой текучести

В процессе испытаний образцов арматуры получают фактические диаграммы арматуры.

а)



б)

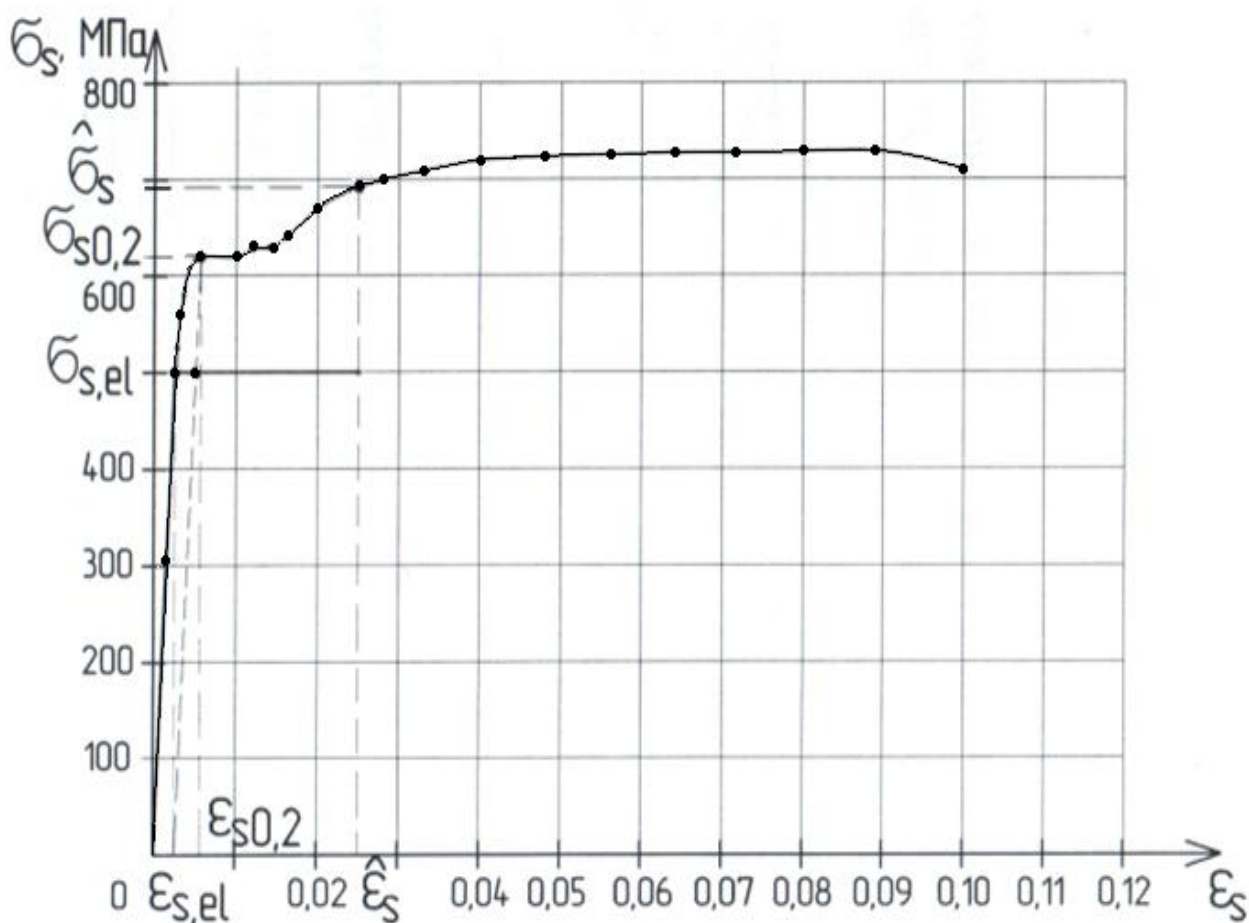


Рис.3. Фактические диаграммы арматуры класса: а) А400; б) А500

Развитие деформационной модели расчета железобетонных конструкций в части описания фактических диаграмм деформирования бетона и арматуры представлено в работах [1,2,3,4,5]. В общем виде связь между напряжениями и деформациями устанавливается по формуле (2.1).

Диаграмма арматуры разделяется на два участка: линейный от $\sigma_s = 0$ до $\sigma_s = \sigma_{s,el}$ и нелинейный от $\sigma_s = \sigma_{s,el}$ до $\sigma_s = \sigma_{s,u}$, где $\sigma_{s,el}$ - предел упругости арматуры, равный $R_{sn}\eta_{s,el}$; $\sigma_{s,u}$ – сопротивление арматура разрыву, равное $R_{sn}\gamma_{s,u}$; $\epsilon_{s,u}$ - относительная деформация, соответствующая $\sigma_{s,u}$. На линейном участке (при $\sigma_s \leq \sigma_{s,el}$) коэффициент $\nu_s = 1$ в формуле (2.2) и связь между деформациями и напряжениями записывается в виде

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.3)$$

Второй участок (при $\sigma_s > \sigma_{s,el}$) представляем через приращения напряжений $\sigma_{\Delta s}$ и приращения деформаций $\varepsilon_{\Delta s}$,

$$\sigma_{\Delta s} = \sigma_s - \sigma_{s,el}; \quad \varepsilon_{\Delta s} = \varepsilon_s - \varepsilon_{s,el}. \quad (2.4)$$

Значения коэффициента секущего модуля $\nu_{\Delta s}$, в начале диаграммы ($\nu_{\Delta 0}$), в точке предела текучести ($\nu_{\Delta s} = \nu_{\Delta s0,2}$) и в вершине диаграммы $\nu_{\Delta s} = \nu_{\Delta s}$ определяются по формулам:

$$\nu_{\Delta 0} \approx 1; \quad \nu_{\Delta s0,2} = \frac{\sigma_{\Delta s0,2}}{\varepsilon_{\Delta s0,2} E_s}; \quad \nu_{\Delta s} = \frac{\sigma_{\Delta s}}{\varepsilon_{\Delta s} E_s}. \quad (2.5)$$

Исследования [2,3,4,5] показали, что для определения $\nu_{\Delta s}$ от уровня деформаций $\eta_{\Delta d}$ можно использовать следующую простую зависимость:

$$\nu_{\Delta s} = \nu_{\Delta s} + \nu_{\Delta s} (1 - \eta_{\Delta d})^k + c \nu_{\Delta s} (1 - \eta_{\Delta d})^n, \quad (2.6)$$

где c, k, n – константы (для определенного вида арматуры). Нетрудно видеть, что зависимость (2.6) удовлетворяет граничным условиям. Так,

$$\text{при } \eta_{\Delta d} = 0 \quad \nu_{\Delta s} = \nu_{\Delta 0}, \quad \text{при } \eta_{\Delta d} = 1 \quad \nu_{\Delta s} = \nu_{\Delta s}.$$

Определим связь между общим коэффициентом изменения секущего модуля – величиной ν_s и ее значением $\nu_{\Delta s}$ на нелинейном отрезке диаграммы. Находим

$$\nu_s = \frac{\sigma_s \nu_{\Delta s}}{\sigma_{s,el} \nu_{\Delta s} + \sigma_{\Delta s}}. \quad (2.7)$$

Расчетные значения сопротивления арматуры R_{sn} и предельные деформации арматуры $\varepsilon_{s2} = 0,025$ назначаются при проектировании из таблиц норм. Произведем сравнительный анализ расчетных значений параметров диаграммы, полученных в результате расчета по предложенной методике, и опытных, полученных при испытаниях стержней арматуры класса А400(АIII) на растяжение. Опытные данные получены при

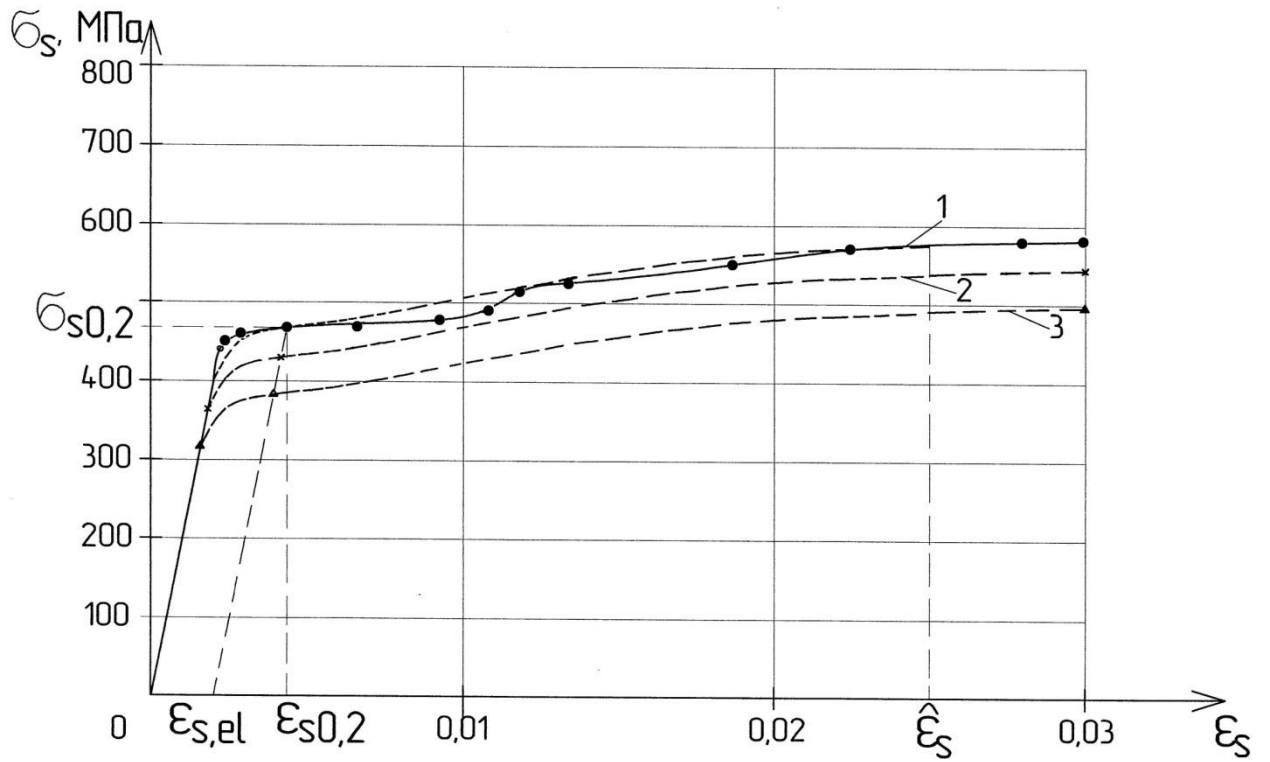
испытаниях стержней арматуры класса А400 диаметром 8,10,12,14 мм на растяжение. При испытаниях стержней арматуры измеряются деформации удлинения Δl и усилия P в сечениях при пропорциональном увеличении нагрузки пресса. Вычисляются значения относительных деформаций $\varepsilon_s = \Delta l / l$ и напряжений $\sigma_s = P / A_s$ на ступенях нагружения, где l – база измерений деформаций; A_s – площадь сечения стержня. Для каждого испытания необходимо определить координаты базовых точек: σ_s при $\varepsilon_s = \varepsilon_s = 0,025$; $\sigma_{s0,2}$, $\varepsilon_{s0,2}$; $\sigma_{s,el}$, $\varepsilon_{s,el}$ (табл. 1).

Таблица 1

Диаметр арм-ры, мм	σ_s , МПа	$\sigma_{s0,2}$, МПа	$\varepsilon_{s0,2}$	$\sigma_{s,el}$, МПа	$\varepsilon_{s,el}$	$\eta_{s,el}$ $= \frac{\sigma_{s,el}}{\sigma_{s0,2}}$	γ_{su} $= \frac{\sigma_s}{\sigma_{s0,2}}$
8	593	492	0,0045	422	0,0021	0,858	1,205
	571	478	0,0044	418	0,00209	0,874	1,19
	553	465	0,0043	395	0,00197	0,849	1,189
10	524	456	0,0043	391	0,00196	0,857	1,149
	601	490	0,0045	400	0,002	0,816	1,22
12	592	454	0,0044	392	0,00196	0,863	1,3
	601	458	0,0044	393	0,00195	0,858	1,3
	613	465	0,0045	392	0,00194	0,843	1,31
14	520	462	0,0042	401	0,00198	0,867	1,125
среднее	574	469	0,00438	400	0,00199	0,853	1,22

Из полной диаграммы арматуры выделяется участок деформирования, ограниченный максимальными деформациями (рис. 4).

а)



б)

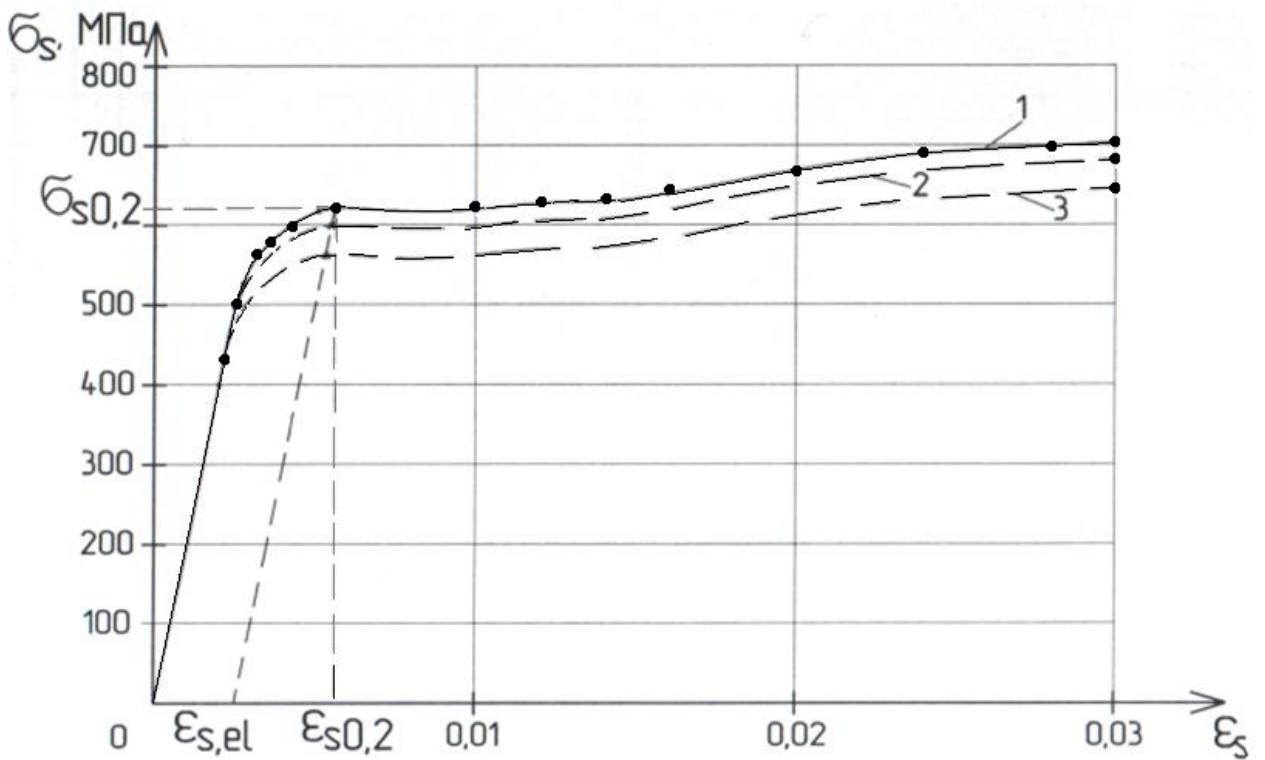


Рис.4. Участки диаграммы, ограниченные максимальными деформациями, принятыми в расчетах арматуры класса: а) А400, б) А500,

1- фактическая диаграмма; 2- диаграмма расчета по II группе предельных состояний; 3- диаграмма расчета по I группе предельных состояний.

Коэффициент перехода к напряжениям $\sigma_{s,el}$ предела упругости $\eta_{s,el}=0.85$ ($\sigma_{s,el} = 0.85\sigma_{s0,2}$) и - коэффициент перехода к максимальным напряжениям $\gamma_{su} = 1.22$ ($\sigma_s = 1,22 \sigma_{s0,2}$) определяется из соотношения между средними значениями напряжений в базовых точках «а», «в» и «с».

Из формулы (1.2) следует

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \nu_s \quad (2.8)$$

Для аналитического описания выделенного участка диаграммы применяем зависимости (2.6), (2.7), (2.8). В результате проведенных исследований устанавливается, что коэффициент кривизны ω в формуле (2.8) должен удовлетворять условию $\omega \leq 2$. Если это условие нарушается, то зависимость (2.7) становится справедливой только до уровня напряжений $\eta \leq \eta$, где

$$\eta = \frac{0,92}{\omega - 1} \quad (2.9)$$

Выше уровня η вплоть до вершины диаграммы допускается вводить линейный отрезок диаграммы. Согласно опытным данным условие $\omega \leq 2$ выполняется до значений $\gamma_{su} = 1,1$, однако величина относительных деформаций при соответствующем уровне напряжений составляет только 0,012.

В расчетах железобетонных конструкций с использованием МКЭ в форме перемещений возникает необходимость вычислять значения коэффициента ν_s при заданных величинах деформаций (или уровнях деформаций). В зависимость (2.6) вводится уровень деформаций.

$$\eta_d = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s'} \quad (2.10)$$

однако вычисления коэффициента ν_s производится через решение громоздкого квадратного уравнения с дополнительными ограничениями.

В работе представлено построение более простых зависимостей для диаграмм арматуры. Нелинейный участок (при $\sigma_s > \sigma_{s,el}$) представляется через приращения напряжений $\sigma_{\Delta s}$ и приращения деформаций $\varepsilon_{\Delta s}$,

В таблице 2 и 3, на рис. 4 представлены результаты описания диаграммы для арматуры класса А400 и А500 соответственно по представленной выше методике.

Таблица 2 – Результаты расчета.

ε_s	$\varepsilon_{\Delta s}$	$\eta \Delta d$	$v \Delta s$	vs	σ_s
0,002	0	0	0,5	1	400
0,005	0,003	0,1304	0,1204	0,4722	472,2413
0,01	0,008	0,3478	0,0663	0,253	506,1015
0,015	0,013	0,5652	0,0544	0,1805	541,5877
0,02	0,018	0,7826	0,046	0,1414	565,6688
0,025	0,023	1	0,0378	0,1147	573,88

Таблица 3 – Результаты расчета.

ε_s	$\varepsilon_{\Delta s}$	$\eta \Delta d$	$v \Delta s$	vs	σ_s
0,0025	0	0	0,5	1	500
0,005	0,0025	0,111	0,149	0,5745	574,54
0,01	0,0075	0,333	0,07608	0,30706	614,1285
0,015	0,0125	0,555	0,0618	0,21818	654,563
0,02	0,0175	0,7777	0,052069	0,17056	682,2413
0,025	0,023	1	0,0426	0,13834	691,7

Различают два вида диаграмм растяжения арматурных стале: "условную" и "истинную". В первом случае напряжения определяют исходя из начальной площади поперечного сечения, а во втором – исходя из реальной (уменьшающейся в процессе нагружения) площади поперечного сечения. В расчетах железобетонных конструкций, как правило, используют условные диаграммы, которые и рассматриваются ниже. На диаграмме

арматуры различают начальный линейный участок до напряжений $\sigma_{s,el}$ и последующий нелинейный.

Большинство диаграмм на нелинейном участке можно представить в виде

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s \nu_s}, \quad (3.10.1)$$

где ε_s - общие деформации, которые складываются из упругих $\varepsilon_{s,el}$ и пластических $\varepsilon_{s,p}$,

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s,el} + \varepsilon_{sp}, \quad (3.10.2)$$

E_s - модуль упругости, σ_s - напряжения, ν_s - коэффициент изменения секущего модуля ($\nu_s E_s$ - секущий модуль).

Учитывая, что

$$\varepsilon_{s,el} = \sigma_s / E_s \quad (3.10.3)$$

и принимая во внимание (4.2), из формулы (3.10.1.) следует

$$\nu_s = \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{s,el} + \varepsilon_{s,p}}, \quad (3.10.4)$$

отсюда коэффициент ν_s еще называют коэффициентом упругости, поскольку он характеризует отношение упругих деформаций к общим деформациям.

Четкую границу значений $\varepsilon_{s,el}$ установить трудно, поэтому эти напряжения зачастую отождествляют с напряжениями $\sigma_{s0,01}$ или $\sigma_{s0,02}$, которым соответствуют остаточные (пластические) деформации, равные соответственно 0,01% и 0,02% ($\varepsilon_{sp} = 0,0001 - 0,0002$). До этих значений пластические деформации можно не учитывать. Важную роль в вычислениях имеет точка на диаграмме с напряжениями $\sigma_{s0,2}$. Этим напряжениям отвечают пластические деформации $\varepsilon_{sp} = \varepsilon_{s0,2} = 0,2\%$ ($\varepsilon_{sp} = 0,002$). Значения этих напряжений с обеспеченностью 2σ принимают в качестве нормативных (R_{sn}) при расчете конструкций по предельным состояниям (σ -

среднеквадратичные отклонения значений σ_s приведены в ГОСТах на арматуру). Последней характерной точкой является точка в вершине диаграммы. Напряжения в вершине диаграммы ниже обозначаются σ_{su} или $\widehat{\sigma}_s$, а деформации $\widehat{\varepsilon}_{su}$ или $\widehat{\varepsilon}_s$.

Согласно (4.4) основной величиной, необходимой для определения ν_s , является величина пластической деформации ε_{sp} . Имеется много предложений по определению ε_{sp} (их обзор, например, дан в [39, 41]).

Укажем на наиболее известные предложения:

- А.Е. Надаи [54] (на участке $\sigma_{s0,01} \leq \sigma_s \leq \sigma_{s0,2}$)

$$\varepsilon_{sp} = \varepsilon_{s0,2} \left(\frac{\sigma_s - \sigma_{s0,01}}{\sigma_{s0,2} - \sigma_{s0,01}} \right); \quad (3.10.5)$$

- ЕКБ (по предложению Ф. Бергеса) [37]

$$\varepsilon_{sp} = 0,002 \left(\frac{\sigma_s - 0,716\sigma_{s0,2}}{0,284\sigma_{s0,2}} \right); \quad (3.10.6)$$

- Н.М. Мулина, Ю.П. Гущи, Б.П. Горячева, О.М. Рыбакова [19, 54]

$$\varepsilon_{sp} = \frac{3,5 + a\Delta\sigma_s}{17,5 - b\Delta\sigma_s}, \quad (3.10.7)$$

где $\Delta\sigma_s = ((\sigma_s/\sigma_{s0,2}) - 1) \cdot 100\%$, a, b – эмпирические коэффициенты;

- ряда исследователей ([42] Ромберга, Остгута, А.И.Семенова и др.)

$$\varepsilon_{sp} = k\sigma_s^n, \text{ или } \varepsilon_{sp} = a\left(\sigma_s/\widehat{\sigma}_s\right)^m, \quad (3.10.8)$$

где k, n, a, m – эмпирические параметры;

- С.А. Мадатяна [41]

$$\varepsilon_{sp} = m \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{s0,2}} - \eta \right)^n, \quad (3.10.9)$$

здесь

$$\eta = \sigma_{s,el}/\sigma_{s0,2}; \quad m = 0,002/(1-\eta)^n; \quad n \approx 3.$$

Имеется ряд предложений по непосредственному определению ν_s .

Н.М. Мулин и Ю.П. Гуца рекомендуют вычислять ν_s при $\sigma_{s0,2} \leq \sigma_s \leq \hat{\sigma}_s$ по формуле

$$\nu_s = \hat{\nu}_s + (\nu_{s0,2} - \hat{\nu}_s) [A\chi^n + (1-A)\chi], \quad (3.10.10)$$

где $\hat{\nu}_s$ и $\nu_{s0,2}$ - значения ν_s , соответствующие вершине диаграммы и напряжениям $\sigma_{s0,2}$;

$$\nu_{s0,2} = \frac{\sigma_{s0,2}}{4000 + \sigma_{s0,2}}; \quad \hat{\nu}_s = \frac{\hat{\sigma}_s}{60000 + \hat{\sigma}_s} \quad (3.10.11.)$$

(здесь $\sigma_{s0,2}$ и $\hat{\sigma}_s$ принимают в кгс/см²), χ - относительный уровень напряжений

$$\chi = \frac{\hat{\sigma}_s - \sigma_s}{\hat{\sigma}_s - \sigma_{s0,2}}, \quad (3.10.12.)$$

n - показатель степени, зависящий от вида стали.

В целом ряде работ (С.М. Крылова и Ю.В. Зайцева, О.А. Коковина, Н.И. Карпенко [23]) используется диаграмма в виде ломаной линии, состоящая из двух или трех участков.

Предложение по аналитическому описанию диаграммы деформирования в виде ломаной линии состоящей из многих участков представлено в работе В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко.

Выделяем два вида диаграмм арматуры: 1) с площадкой текучести, 2) без площадки текучести.

Схематически диаграмма деформирования арматуры с площадкой текучести состоит из трех отрезков: oe - линейный отрезок (до напряжений $\sigma_{s,el}$ и деформаций $\varepsilon_{s,el}$); ear - слабо нелинейный отрезок текучести ($\hat{\sigma}_s, \hat{\varepsilon}_s$ - напряжения и относительные деформации в конце площадки текучести, в точке « r »); rki - отрезок упрочнения ($\hat{\sigma}_s^*, \hat{\varepsilon}_s^*$ - напряжения и относительные деформации в точке « i » - в конце площадки упрочнения).

На отрезке текучести *ear* выделяется точка «а» (предела текучести), которой соответствуют остаточные реформации при полной разгрузке (вдоль линейного отрезка), равные $2 \cdot 10^{-3}$ (0,2%) . Ниже эти деформации обозначаются $\varepsilon_{\Delta 0,2} = 2 \cdot 10^{-3}$, полные относительные деформации и напряжения в точке «а» обозначены $\varepsilon_{0,2}$ и $\sigma_{0,2}$; фактически они являются граничными величинами (величинами предела текучести), которые нормативными документами допускаются в расчетах. Остальная часть диаграммы представляет интерес при расчете конструкций на особые воздействия, а также при моделировании реального характера разрушения.

Рассмотрим методику преобразования зависимостей для ψ_s представляемых этот параметр в функции от усилий, в зависимости, представляемые ψ_s в функции от деформаций.

Вначале используем зависимость вида

$$\psi_s = 1 - 0,75\varphi_{sl}\varphi_m, \quad (3.10.13.)$$

где φ_{sl} – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия напряжений, φ_m – параметр, обратный уровню усилий или напряжений ($1 \geq \varphi_m \geq 0$) зависимость (4.42) использовалась в СНиП 11.13.1-62. Как показано ниже зависимость (4.42) преобразовывается в зависимость, используемую в СП 52-101-2003.

Для центрально растянутого стержня

$$\varphi_m = N_{cr} / N, \quad (3.10.14.)$$

где $N_{cr} \approx R_{bt,ser}A_b$ – усилие трещинообразования (ниже значение N_{cr} уточнено), N – текущее усилие.

Учитывается, что в момент образования сквозной трещины

$$N_{cr} \approx \sigma_{scr} A_s; N = \sigma_s A_s, \quad (3.10.15.)$$

где σ_{scr} – напряжение в арматуре в трещине в момент трещинообразования (точнее, в момент образования сквозной трещины), A_s – площадь арматуры, σ_s – текущие напряжения в арматуре в трещинах.

2.3 Фактические диаграммы бетона на сжатие и растяжение

В расчетах железобетонных конструкций с использованием диаграмм значения σ_b и σ_{bt} принимают равными нормативным значениям сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$, а иногда и расчетным R_b , R_{bt} характеристикам бетона при сжатии и растяжении. Диаграммы сжатия и растяжения существенно отличаются своими параметрами: сопротивление бетона растяжению на порядок меньше чем на сжатие, а предельные деформации на сжатие ε_b в 15 раз превышают ε_{bt} на растяжение.

Деформативные свойства бетона характеризуются начальным модулем упругости - E_b , который в нормативных документах назначается при классе бетона по прочности на сжатие, т.е. ставится в соответствие с нормативной прочностью бетона.

Вид	Расчетные сопротивления бетона, МПа	
	по первому предельному состоянию	по второму предельному состоянию
Сжатие осевое	17	22
Растяжение осевое	1,15	1,75

Для писания диаграмм деформирования бетона и арматуры применяют формулу (2.1), где E_b , ε_b , σ_b , – соответственно, начальный модуль упругости, относительные деформации, напряжения; ν_b - коэффициент изменения секущего модуля, определяется по формуле

$$\nu_b = \nu_b \pm (\nu_0 - \nu_b) \sqrt{1 - \omega_1 \eta - \omega_2 \eta^2}, \quad (2.11)$$

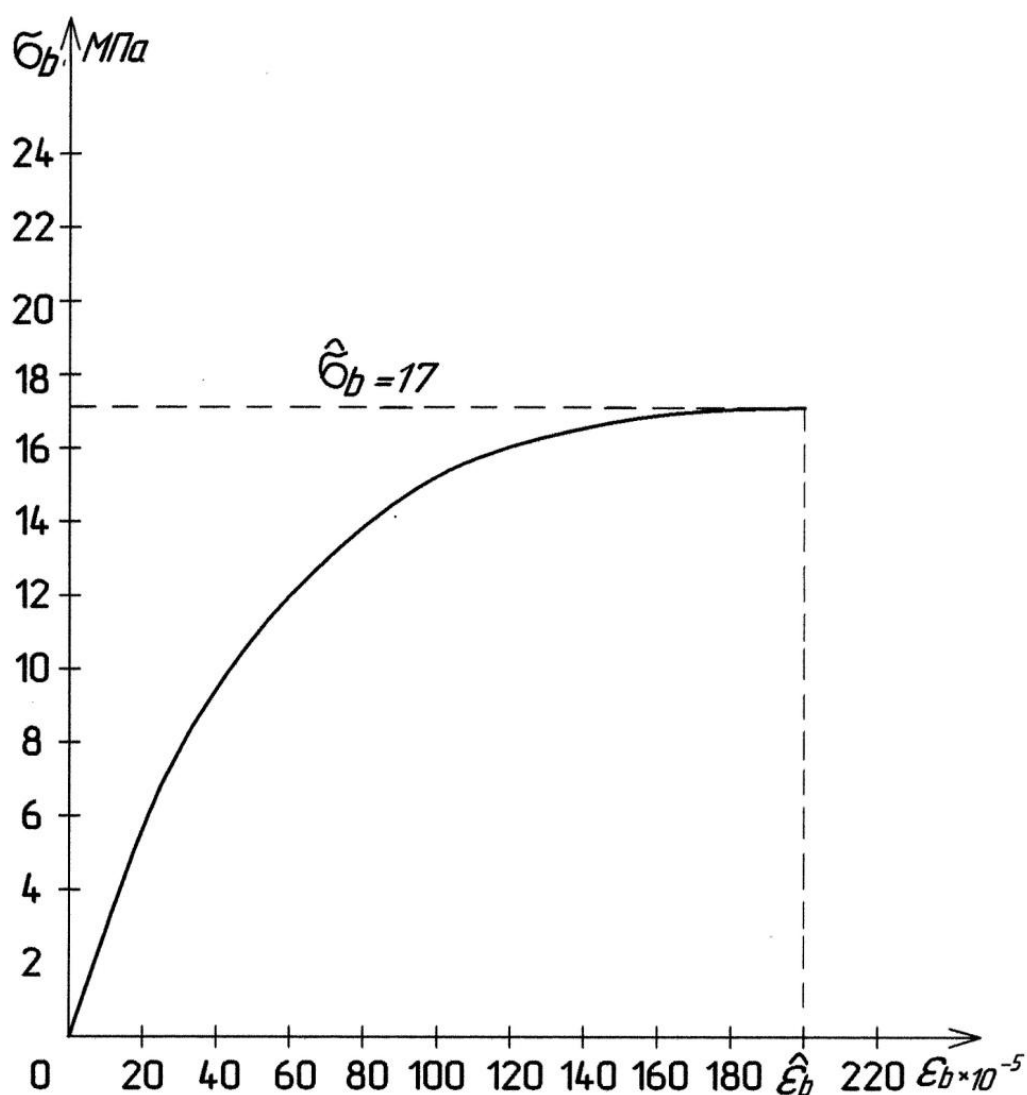
здесь $\nu_0 = 1$ начальный коэффициент изменения секущего модуля $E_b \nu_b$; ω_1, ω_2 – коэффициенты характеризующие полноту диаграммы материала,

$\omega_1 = 2 - 2,5\nu_b$, $\omega_2 = 1 - \omega_1$; ν_b - значение коэффициента ν_b в вершине диаграммы; $\eta = \sigma_b / \sigma_b$ - относительный уровень напряжений.

Зная расчетное сопротивление бетона и модуль деформаций определяем ν_b по формуле

$$\nu_b = \sigma_b / (\varepsilon_b * E_b) \quad (2.12)$$

a)



б)

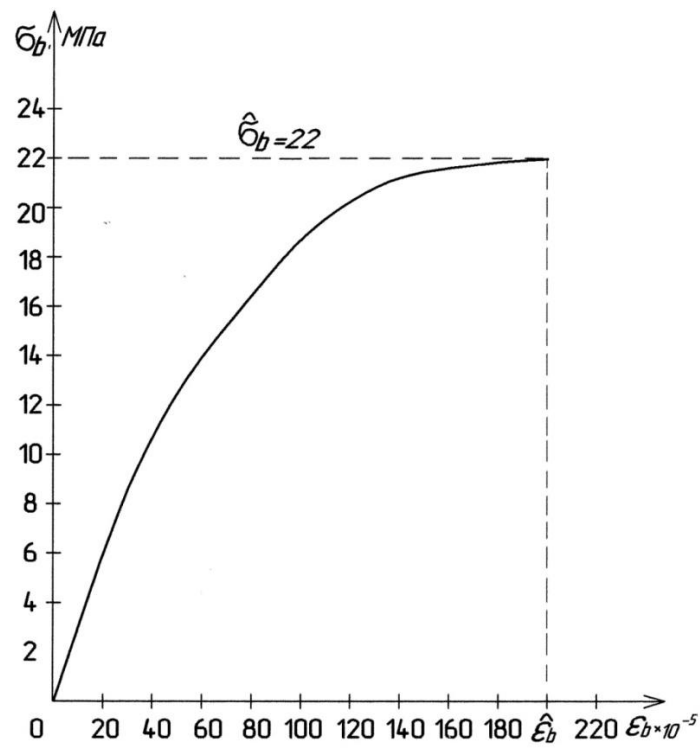
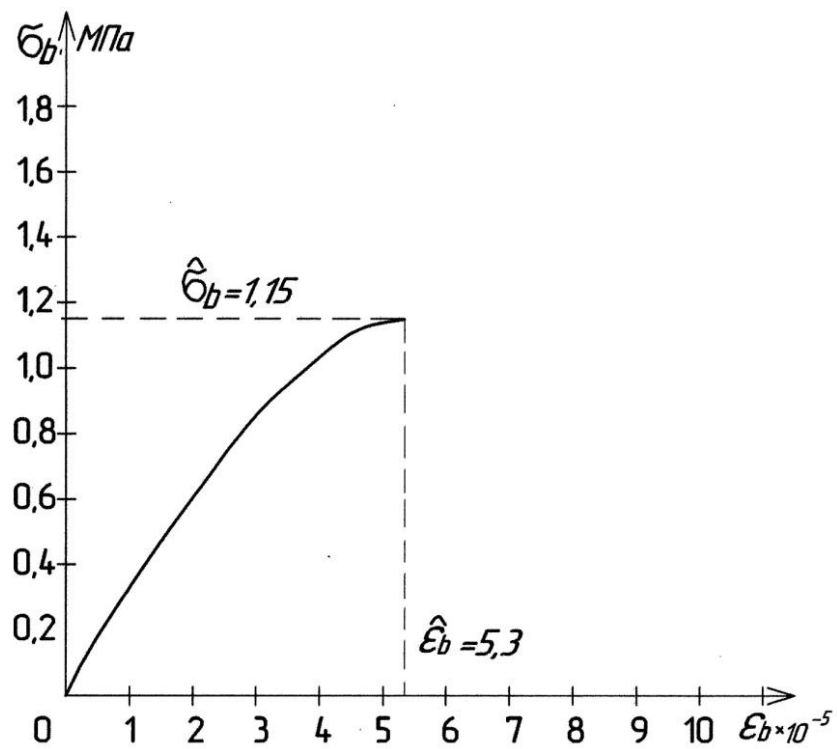


Рис.3. Фактические диаграммы на сжатие бетона класса В30: а) по первому предельному состоянию; б) по второму предельному состоянию.

а)



б)

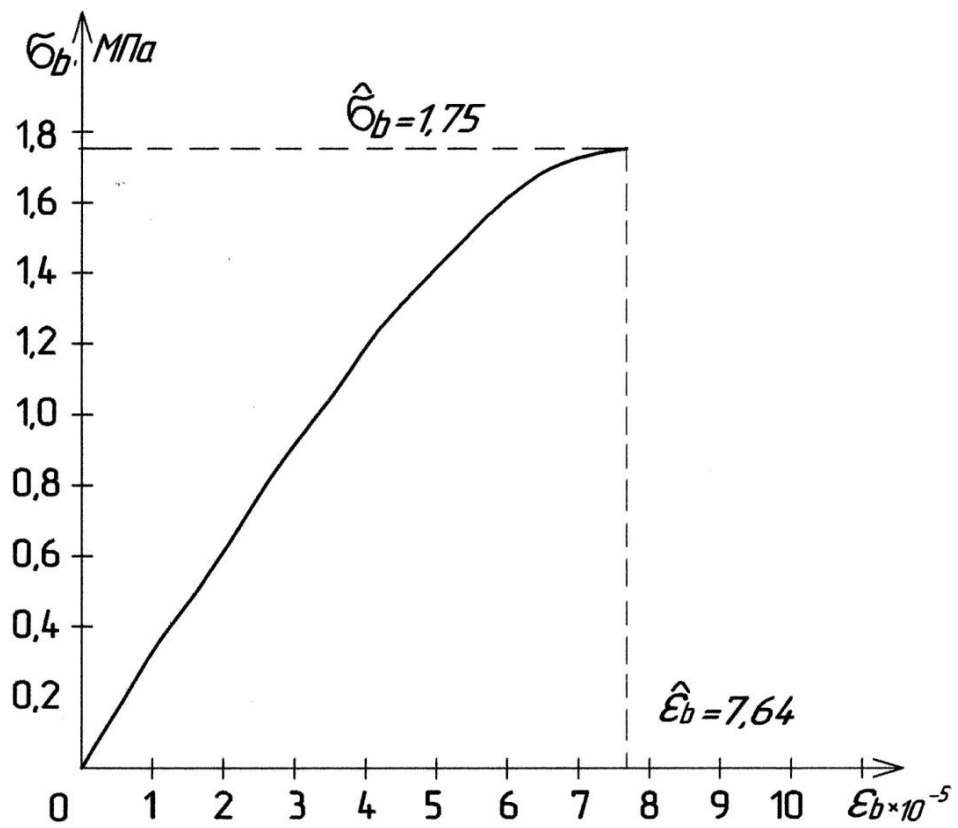


Рис.3. Фактические диаграммы на растяжение бетона класса В30 класса:
а) по первому предельному состоянию; б) по второму предельному состоянию.

2.4 Выводы по 2 главе

1. Аналитическая зависимость в формулах, устанавливающих связь между напряжениями и деформациями в диаграммах деформирования бетона, продемонстрировала эффективность в описании значений деформаций с ростом напряжений и усилий в железобетонных элементах при осевом сжатии. Рекомендуется использовать, представленные зависимости, для определения усилий и напряжений в расчетах железобетонных конструкций по деформационной модели.

2. По формуле (2.6) выполнены вычисления коэффициента $\nu_{\Delta s}$ при текущих значениях уровней деформаций в пределах $0 \leq \eta_{\Delta d} \leq 1$ и величинах констант: $c=2, k=7, n=20$; по формуле (2.7) определены значения коэффициента ν_s и по формуле (2.8) соответствующие величины напряжений. Расчетная кривая проходит через опытные базовые точки и достаточно удовлетворительно описывает промежуточные их значения на нелинейном участке деформирования в пределах изменения деформаций $\varepsilon_{s,el} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_s$ ($\varepsilon_s = 0.025$).

3. Диаграммный метод расчета занимает лидирующее положение в расчетах железобетонных конструкций. Этим методом пользуются в Европе, Америке и издаются нормативные документы в нашей стране.

Глава 3. Расчет железобетонных элементов при осевом нагружении

3.1 Расчет на центральное сжатие

В качестве расчетных диаграмм состояния бетона и арматуры

В данном разделе рассматривается аналитическая связь между усилиями и деформациями железобетонного образца с симметричным армированием при осевом сжатии. Представлены результаты экспериментальных исследований, включающие: диаграммы бетона на сжатие, диаграммы развития осевых деформаций с увеличением нагрузки сжатия при центральном нагружении железобетонных элементов. Дана оценка эффективности аналитических выражений, устанавливающих связь между напряжениями и деформациями в криволинейных диаграммах материалов для расчетов железобетонных конструкций по деформационной модели.

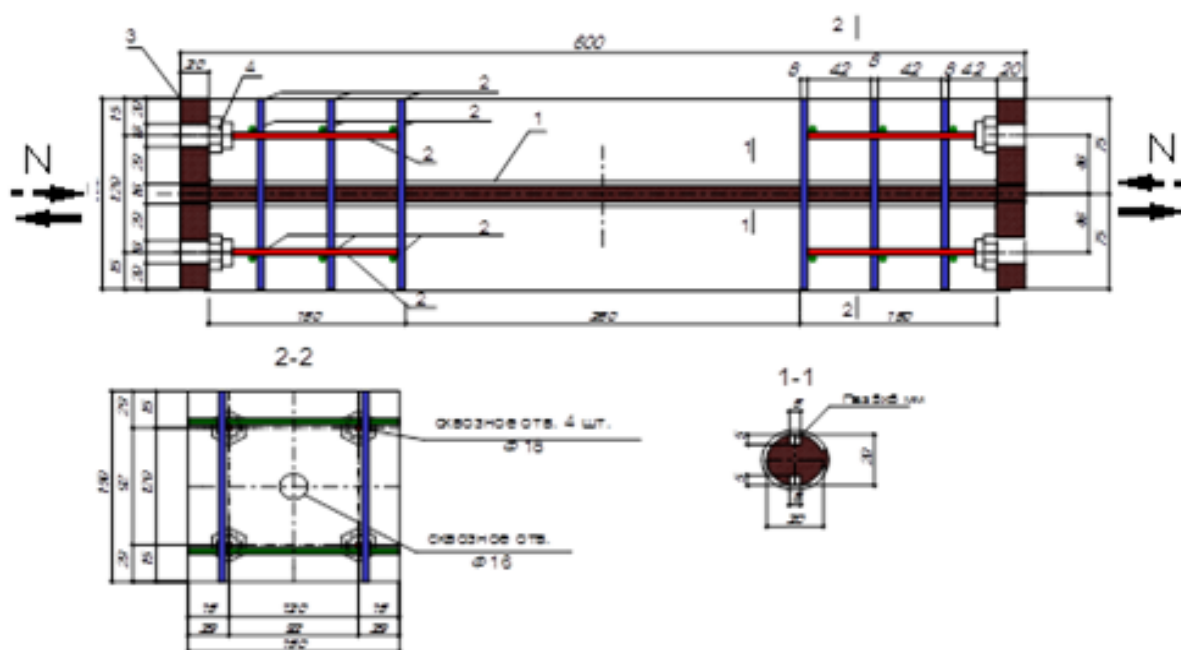
При проектировании железобетонных конструкций, в соответствии с требованиями современных нормативных документов, применяется диаграммный метод, который приобрел статус приоритетного. Наряду с линейными диаграммами рекомендуется использовать в расчетах исходные криволинейные диаграммы бетона, которые получаются при одноосном нагружении стандартных бетонных образцов на сжатие. В настоящее время предлагаются различные аналитические зависимости, устанавливающие связь между напряжениями и деформациями в исходных диаграммах.

Многие элементы сложных конструктивных систем (элементы ферм, арок, колонн многоэтажных зданий, погрузочных эстакад, резервуаров, бункеров и т.п.) рассчитываются как центрально сжатые или растянутые. Напряженное состояние в этих элементах однородное и нет необходимости учитывать на диаграмму деформирования бетона влияние градиента деформации вследствие изгиба как при расчетах изгибаемых, внецентренно

сжатых элементов. Актуальность теоретических зависимостей в расчетах железобетонных конструкций определяется сравнительным анализом опытных и расчетных значений деформаций с изменением внешних нагрузок

Экспериментальные исследования при одноосном нагружении выполнялись на железобетонных образцах призмах с длиной 60 см, размерами сечения 15 на 15 см, и армированных центральным стержнем диаметрами 16, 20 мм из арматуры класса А400 (рис. 5а) и образцах-стойках прямоугольной формы сечения высотой $h=18$ см, шириной $b=12$ см и длиной $l=210$ см с арматурным каркасом, в котором продольная арматура включала четыре стержня диаметром 8, 10, 12 мм и поперечная арматура диаметром 5 мм (рис. 5б). Для предотвращения разрушения образцов в зоне передачи продольного усилия N приопорные участки дополнительно армировались сетками. К арматурному каркасу на торцевых поверхностях приваривались пластины, через которые продольная нагрузка при испытаниях передавалась на железобетонные образцы.

а)



б)

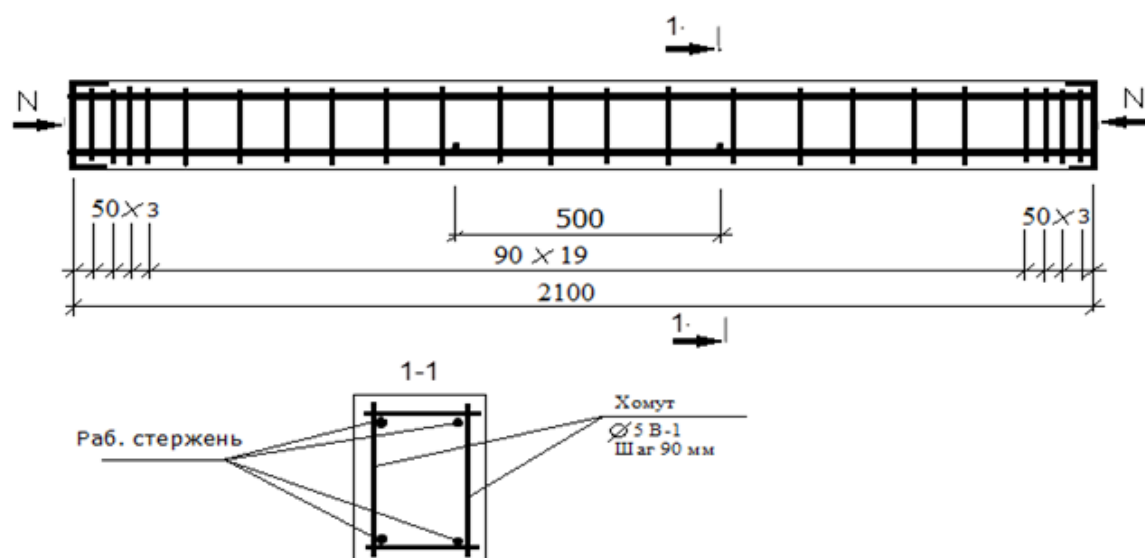


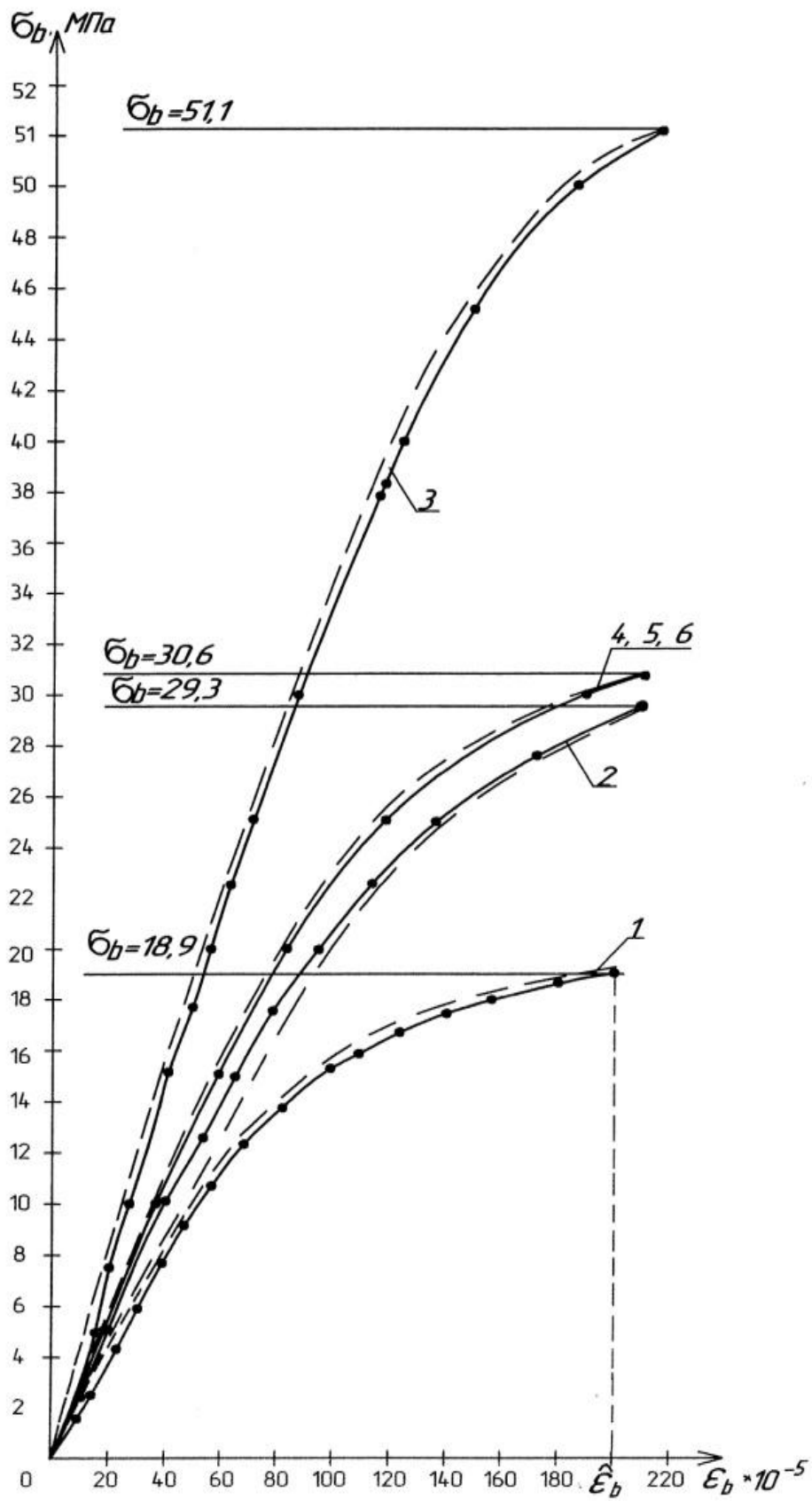
Рис. 5. Опытные железобетонные образцы: а – призмы; б – стойки.

По результатам испытаний бетонных призм на осевое сжатие определялись прочностные и деформационные параметры бетона: σ_b – предельные напряжения при сжатии; ε_b – предельные деформации бетона на сжатие; E_b – модуль деформаций бетона и строились опытные диаграммы « $\sigma_s - \varepsilon_s$ ». По результатам испытаний железобетонных образцов на сжатие строились опытные диаграммы « $N_b - \varepsilon_b$ » (рис.бб).

Таблица 4- Прочностные и деформационные характеристики материалов образцов.

Железобетонные образцы	№	Армирование	Арматура		Бетон			
			$\sigma_{0,2}$, МПа	σ_s , МПа	σ_b , МПа	$\varepsilon_b \times 10^5$	$E_b \times 10^3$, МПа	σ_{bt} , МПа
Призмы	1	Ø16	430	594	18,9	200	19,0	1,6
	2	Ø20	415	573	29,3	209	23,0	1,96
	3	Ø20	415	573	51,1	214	40,0	3,04
Стойки	4	4Ø8	478	690	30,6	210	30,7	2,1
	5	4Ø10	522	707				
	6	4Ø12	502	695				

a)



б)

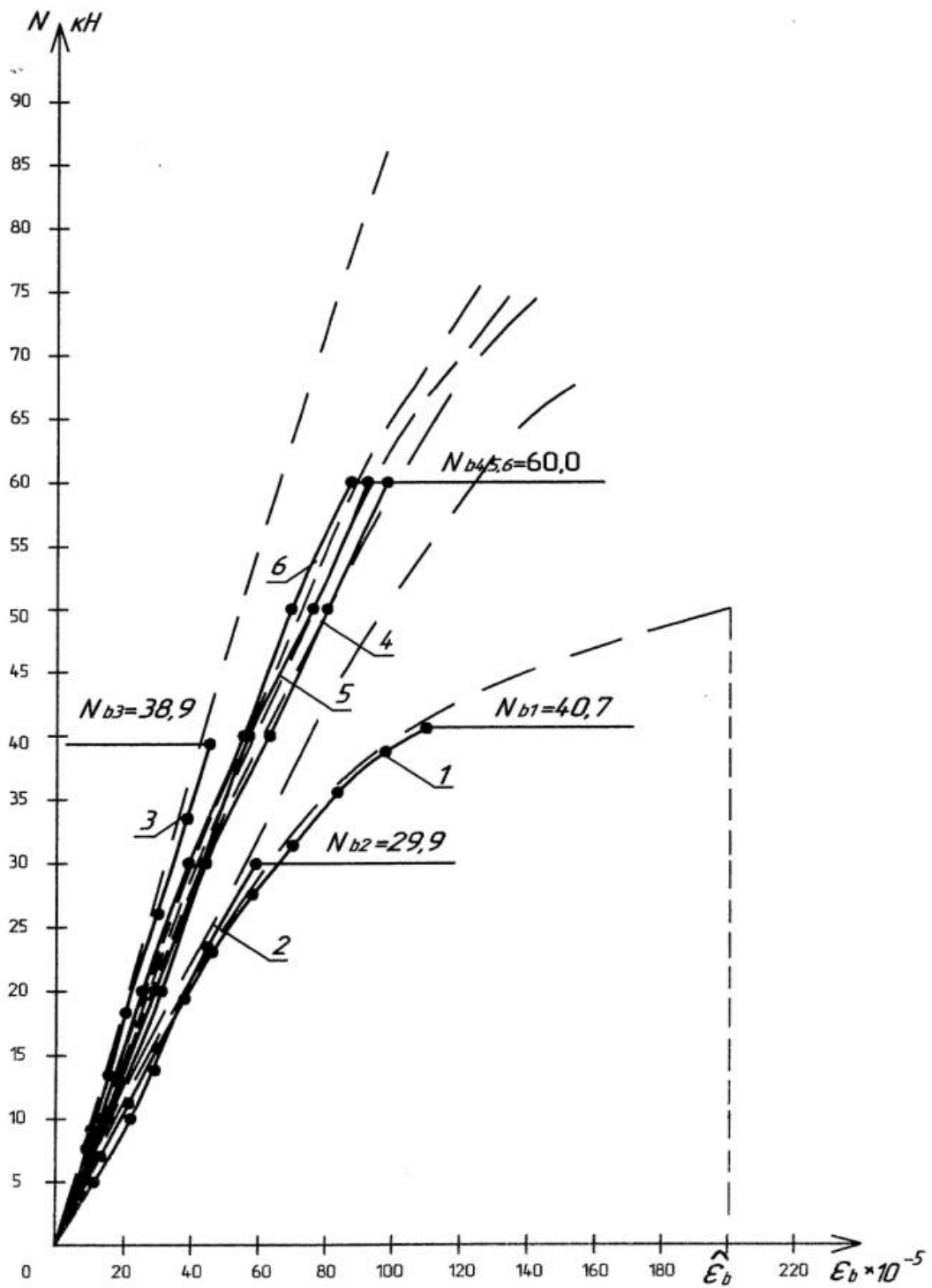


Рис.6. Опытные и расчетные диаграммы на сжатие: а – бетонных образцов, б – железобетонных образцов; -.- - опытные данные, - - - расчетные значения, 1,2,3,4,5,6 – номер образца в соответствии с табл. 1.

Аналитическую зависимость для описания диаграмм деформирования бетона и арматуры по рекомендациям [1,2,3] принимаем в виде (2.1), где ν_b - коэффициент изменения секущего модуля, определяемый по формуле

$$\nu_b = \nu_b \pm (\nu_0 - \nu_b) \sqrt{1 - \omega_1 \eta - \omega_2 \eta^2}, \quad (3.1)$$

Сравнительный анализ показывает, что расчетные диаграммы бетона на сжатие, вычисленные с фактическими прочностными и деформационными характеристиками бетона по формуле (2.1), с учетом (3.1), как отмечалось и в ранее проведенных исследованиях [4,5,6,7], достаточно точно описывают опытные значения деформаций, замеренные на каждой ступени нагружения при соответствующих уровнях напряжений (рис. ба).

Расчетные диаграммы железобетонного элемента на сжатие $\ll N_b - \varepsilon_b \gg$ строились из уравнения равновесия усилий, которое с учетом совместности деформаций бетона и арматуры ε записывается в виде:

$$N_b = \sigma_b A_b + \sigma_s A_s = \varepsilon E_b \nu_b A_b + E_s \nu_s A_s, \quad (3.2)$$

При текущих значениях относительного уровня напряжений η в диапазоне $0 \leq \eta \leq 1$ по формуле (3.1) вычисляются значения коэффициента ν_b , по формуле (2.1) соответствующие величины деформаций $\varepsilon = \varepsilon_b$, а затем по формуле (3.2) определяются расчетные значения усилий. Сравнительный анализ расчетных и опытных диаграмм в диапазоне изменения уровня нагружения $\tilde{N} = 300 - 600$ кН показывает удовлетворительное их соответствие.

3.2 Расчет на центральное растяжение с учетом усадочных деформаций

В данном разделе устанавливается аналитическая связь между усилиями и деформациями железобетонного образца с симметричным армированием при осевом растяжении с учетом деформаций и напряжений в арматуре и бетоне от усадки бетона. Представлены результаты экспериментальных исследований, включающие: диаграммы бетона на растяжение, диаграммы развития осевых деформаций с увеличением нагрузки осевого растяжения железобетонных элементов.

Исходные диаграммы бетона без учета дополнительных факторов используются в расчетах центрально растянутых железобетонных элементов сложных конструктивных систем (ферм, арок и т.п.) для построения расчетных диаграмм « $N_{bt} - \varepsilon_{bt}$ », где N_{bt} - усилие растяжения; ε_{bt} - осевые деформации. Кроме того, опытные диаграммы для сравнения с расчетными можно построить по результатам испытаний на растяжение железобетонных элементов, и дать оценку эффективности предлагаемых аналитических выражений, устанавливающих связь между напряжениями и деформациями в диаграммах материалов.

Экспериментальные исследования при одноосном нагружении на растяжение выполнялись на железобетонных образцах призмах с размерами сечения 15 на 15 см и длиной 60 см, армированных центральным стержнем диаметрами 16, 20 мм из арматуры класса А400 (рис. 7). Изготовлено и подвергнуто испытаниям четыре серии образцов, которые различались составами бетонных смесей и армированием (табл. 5).

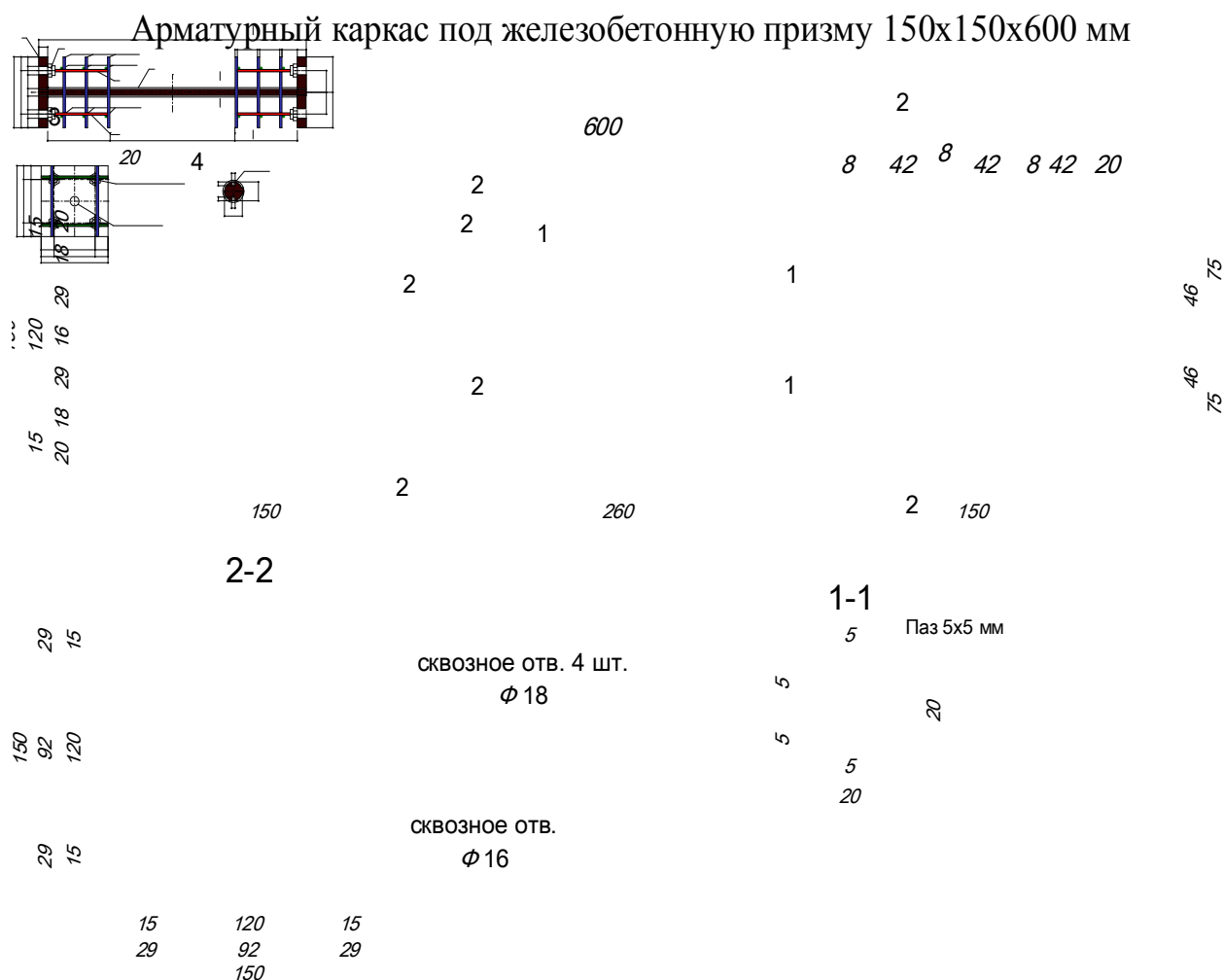


Рис. 7. Опытные железобетонные образцы призмы.

Прочностные и деформационные характеристики бетона определялись по результатам испытаний стандартных бетонных образцов, изготовленных одновременно с армированными образцами, из того же состава бетонной смеси. Предельные напряжения при осевом растяжении σ_{bt} вычислялись по величине момента трещинообразования при испытаниях бетонных образцов призм на трехточечный изгиб согласно ГОСТ 10180-90. Испытания железобетонных образцов на осевое растяжение производились в режимах кратковременного действия нагрузок (по терминологии СНиП 2.03.01-84). Нагружение осуществлялось ступенями при пропорциональном увеличении нагрузки в течение 1 часа до образования в сечениях поперечных трещина.

Таблица 5- Прочностные и деформационные характеристики материалов образцов

№ серии	Армирование	Арматура		Бетон				
		$\sigma_{0,2}$, МПа	σ_s , МПа	$E_b \times 10^{-3}$, МПа	σ_{bt} , МПа	σ_{bt}^{exp} , МПа	$\varepsilon_{bt} \times 10^5$ расчет	$\varepsilon_{bt}^{exp} \times 10^5$
1	Ø16	420	575	19,0	1,6	1,26	12,1	10,0
2	Ø20	430	594	23,0	1,76	1,30	10,8	9,0
3	Ø20	415	573	42,0	2,85	1,98	9,0	6,6
4	Ø20	415	573	37,5	2,35	1,92	8,5	6,0

В процессе испытаний на каждой ступени нагружения по динамометрам силового оборудования фиксировалась величина нагрузки N_{bt} , а по индикаторам часового типа, установленных на каждой грани образцов между двумя металлическими рамками, через удлинители, на базе 300 мм снимались отсчеты осевых деформаций ε (из условия совместности деформаций бетона и арматуры $\varepsilon = \varepsilon_{bt} = \varepsilon_s$). В результате хрупкого разрыва бетона и передачи нагрузки на арматурный стержень образовывались сквозные поперечные трещины. Методика испытаний образцов, установки и оборудование для испытаний представлены в работах [23, 24, 25].

По результатам испытаний образцов на растяжение в координатных осях $\varepsilon_{bt}ON$ построены опытные диаграммы « $N - \varepsilon_{bt}$ » (рис.8а). Координаты вершин диаграмм, соответствующих параметрам трещинообразования, имеют значения $\varepsilon_{bt,i}^{exp}$, $N_{crc,i}^{exp}$ (табл. 1, 2; i - номер серии образцов). Уравнение равновесия усилий на этапах деформирования образцов записывается в виде

$$N^{exp} = \sigma_{bt}A_b + \sigma_sA_s, \quad (3.3)$$

где σ_{bt} , σ_s - напряжения растяжения в бетоне и арматуре; A_b - площадь бетонного сечения, A_s - площадь арматуры центрального стержня.

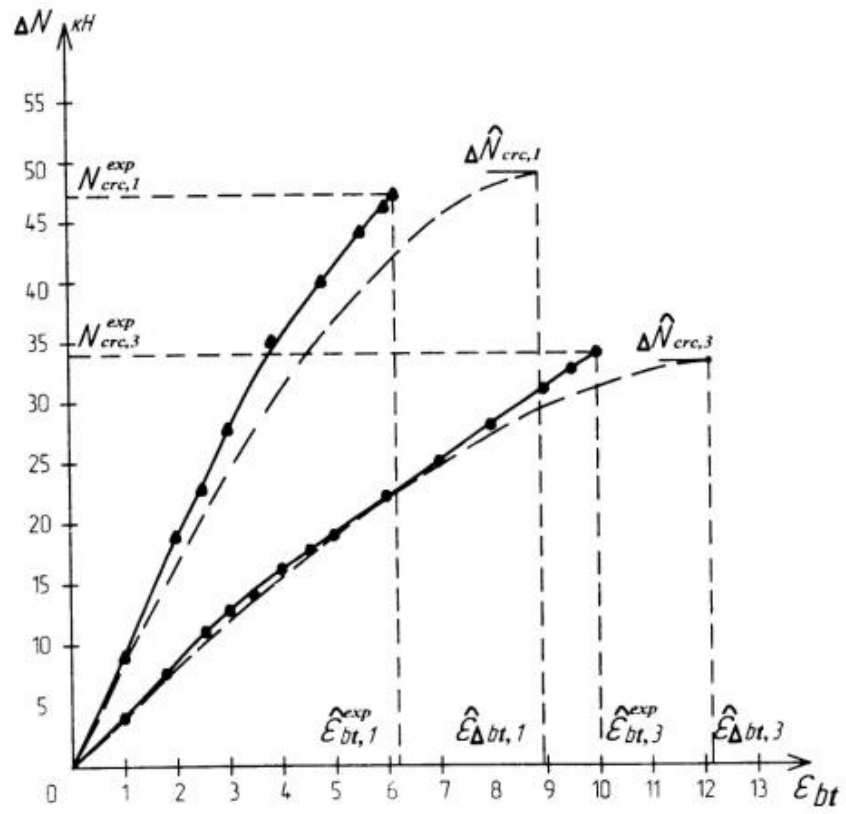
Из уравнения равновесия (3.3) выразим напряжения σ_{bt} в бетоне

$$\sigma_{bt}^{exp} = \frac{N^{exp} - \varepsilon^{exp} E_s A_s}{A_b} \quad (3.4)$$

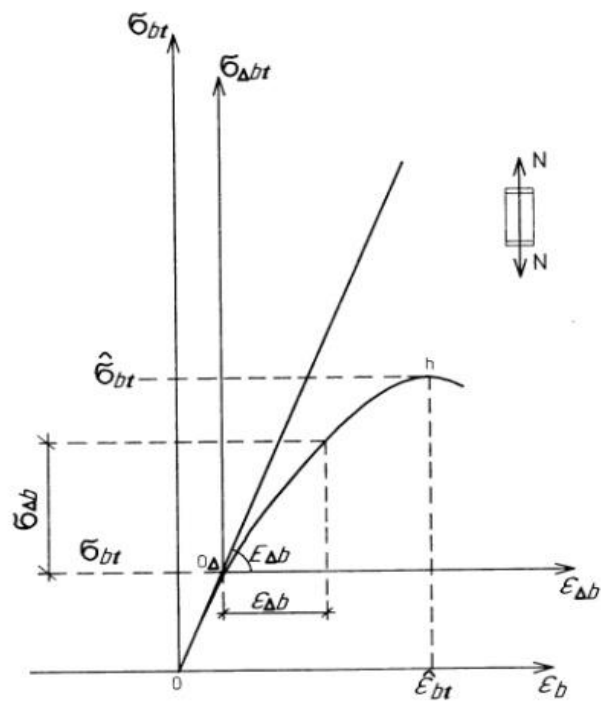
и при соответствующих опытных значениях деформаций ε^{exp} строится экспериментальная диаграмма бетона на растяжение " $\sigma_{bt}^{exp} - \varepsilon^{exp}$ ", параметры которой можно сравнить с расчетной диаграммой, полученной с использованием предлагаемых аналитических выражений, устанавливающих связь между напряжениями и деформациями. Сравнительный анализ позволит при необходимости уточнить значения коэффициентов в аналитических нелинейных уравнениях и учесть дополнительные факторы, влияющие на предельные величины трещинообразования: деформации ε_{bt} , напряжения в бетоне σ_{bt} , и соответственно, усилия трещинообразования N_{crc} .

Аналитическую зависимость для описания диаграмм деформирования бетона и арматуры по рекомендациям [4,5,6,7] принимаем в общем виде (2.1), где ε_m , σ_m , E_m – соответственно относительные деформации, напряжения, начальные модули упругости; m – индекс материала (для бетона $m=bt$; для арматуры $m=s$); ν_m - коэффициент изменения секущего модуля, определяемый по формуле (3.3), где ν_0 начальный коэффициент изменения секущего модуля $E_m \nu_m$; $\eta = \sigma_m / \sigma_m$ - относительный уровень напряжений; для восходящей ветви диаграммы бетона принимают знак плюс, знак минус для диаграммы бетона выражает нисходящую ветвь (в исследованиях рассматривалась только восходящая ветвь); до образования в бетоне поперечных трещин арматура деформируется в упругой области, поэтому принимается $\nu_s = 1$.

a)



б)



В)

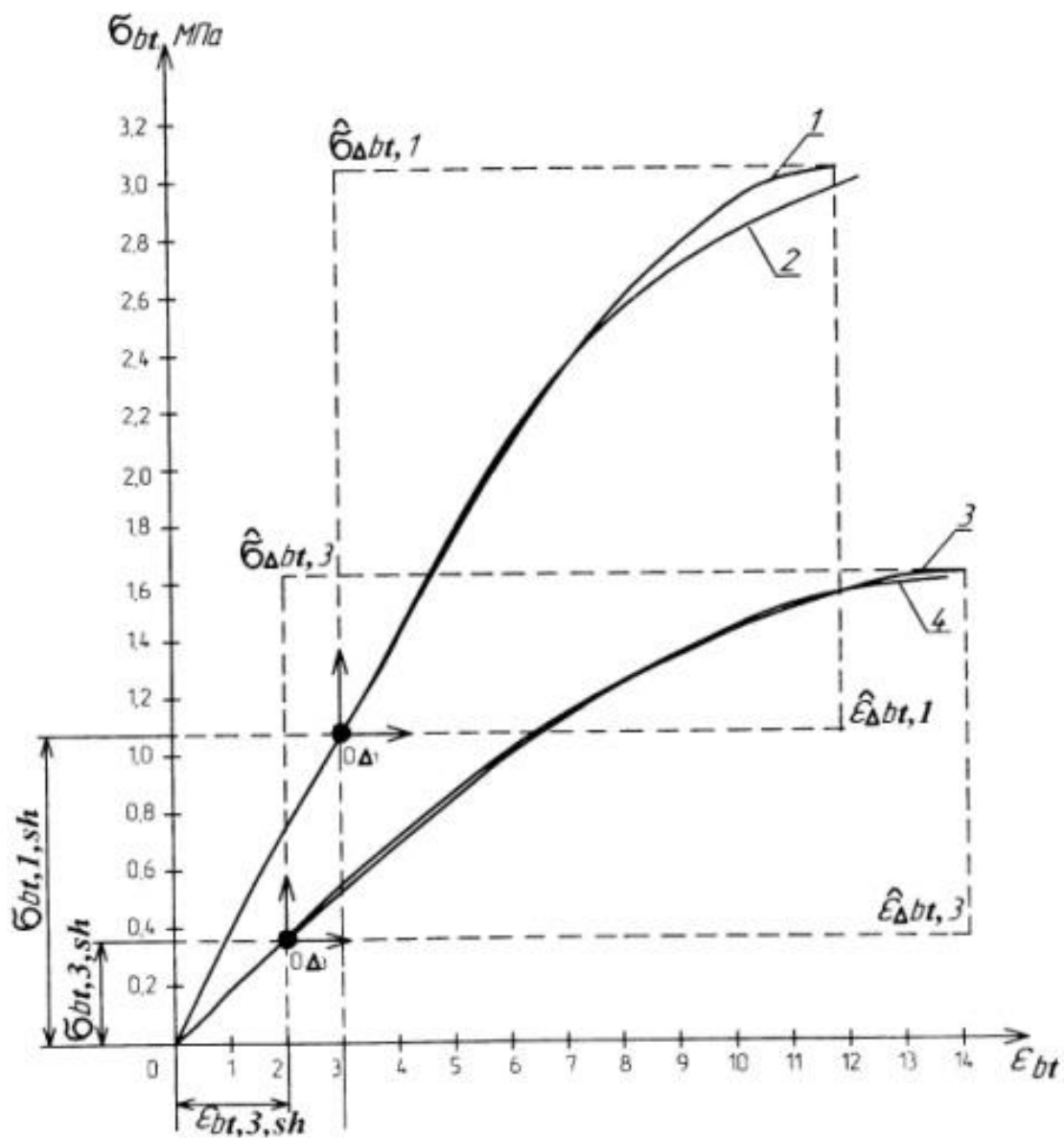


Рис 8. К построению диаграмм с учетом напряжений и деформаций от усадки бетона: а – опытные диаграммы деформирования железобетонных образцов на растяжение; б – к построению диаграмм бетона в приращениях; в – диаграммы бетона с учетом деформаций и напряжений от усадки бетона: - - - расчет, — ··· — из опытных данных.

В формулах (3.3) и (3.4) при кратковременном одноосном нагружении принимается:

$$\nu_m = \nu_{bt} = 0.6 + 0.15 \frac{\sigma_{bt}}{2,5}; \quad \varepsilon_{bt} = \frac{\sigma_{bt}}{(E_b \nu_{bt})}; \quad \eta = \frac{\sigma_{bt}}{\sigma_{bt}}, \quad (3.5)$$

Таблица 6- Опытные и расчетные параметры деформирования железобетонных элементов при осевом растяжении

№	N_{crc}^{exp} кН опыт	N_{crc}^* кН ф-ла (6)	ε_{sh} $\times 10^5$ ф-ла (9)	$\varepsilon_{bt,sh}$ $\times 10^5$ ф-ла (11)	$\sigma_{bt,sh}$ МПа ф-ла (11)	$\varepsilon_{\Delta bt}$ $\times 10^5$ ф-ла (13)	$\sigma_{\Delta bt}$ МПа ф-ла (13)	ΔN_{crc} кН ф-ла (14)	$\varepsilon_{\Delta bt}^{exp}$ $\times 10^5$ опыт	$\sigma_{\Delta bt}^{exp}$ МПа опыт
1	32,5	40,8	-20,8	1,9	0,35	10,2	1,25	33,6	10,0	1,2
2	25	45,3	-38,5	2,9	0,66	7,0	1,1	28,6	8,0	1,3
3	48	69	-37,6	1,6	0,67	7,2	2,18	53	7,0	1,9

Для практики проектирования важной характеристикой является усилие трещинообразования N_{crc}^* . Уравнение равновесия усилий (3.3) из условия совместности деформаций бетона и арматуры $\varepsilon = \varepsilon_{bt}$ в предельной стадии непосредственно перед образованием трещин в бетоне записывается в виде

$$N_{crc}^* = \varepsilon_{bt} E_{bt} \nu_{bt} A_b + E_s A_s, \quad (3.6)$$

где ν_{bt} и ε_{bt} вычисляется по формулам (3.5).

Расчетные предельные значения усилий на растяжение N_{crc}^* , вычисленные по формуле (3.6), на 30 – 40% превышают их опытные значения N_{crc}^{exp} (табл.6). Расчетные и опытные ветви диаграмм бетона не соответствуют друг другу. Предельные параметры в диаграммах бетона по результатам испытаний железобетонных образцов меньше их расчетных значений (табл.5). Причиной является наличие в бетоне железобетонных

образцов напряжений растяжения $\sigma_{bt,sh}$ и деформаций укорочения $\varepsilon_{bt,sh}$ от усадки бетона [7]. При производстве испытаний конструкций усадочные деформации и напряжения в бетоне и арматуре остаются вне поля зрения экспериментатора. Между тем параметры силового нагружения суммируются с параметрами от усадки бетона, которые должны приниматься за нулевые отсчеты измеряемых величин.

Расчет упрощается, если силовые деформации и напряжения в виде конечных приращений отсчитываются в новой системе координат. Начало новой системы координат переносится относительно исходной на величину деформаций и напряжений от усадки бетона (из точки O в точку O_{Δ} , рис. 2б). Координаты т. O_{Δ} $\varepsilon_{bt,sh}$ и $\sigma_{bt,sh}$ в исходной системе координат определяют напряженно-деформированное состояние сжатия арматуры и растяжения бетона в железобетонном элементе от усадки бетона и являются начальными параметрами построения диаграмм, в том числе нулевыми отсчетами для деформаций, измеряемых по приборам в экспериментальных исследованиях.

При осевом растяжении диаграмма бетона представляется ветвью $O_{\Delta}h$ когда деформации и напряжения увеличиваются от их усадочных величин в т. O_{Δ} до предельных значений в вершине диаграммы (т. h): $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt}$ и $\sigma_{bt} = \sigma_{bt}$, при которых в образце образуются поперечные трещины. Чем больше усадочные напряжения в бетоне, тем короче ветвь O_1h и меньше усилие образования трещин N_{crc} . Относительные деформации бетона $\varepsilon_{bt,sh}$, которые вызывают его растяжение, равны разности деформаций железобетонного элемента $\varepsilon = \varepsilon_{sh,r}$ ($\varepsilon_{sh,r}$ - относительные деформации сжатия арматуры) и деформаций от усадки бетона ε_{sh} :

$$\varepsilon_{bt,sh} = \varepsilon_{sh,r} - \varepsilon_{sh}, \quad (3.7)$$

Усилие, которое воспринимает сечение железобетонного элемента непосредственно перед образованием трещин $N = N_{crc}$, определяется при

напряжениях в бетоне $\sigma_{bt} = \sigma_{bt}$ и $\nu_{bt} = \nu_{bt}$ (в СНиП 2.03.01-84: $\sigma_{bt} = R_{bt}$ и $\nu_{bt} = 0,5$) по формуле

$$N = N_{crc} = \sigma_{bt}A_b + \left(\frac{\sigma_{bt}}{\nu_{bt}E_b} + \varepsilon_{sh}\right)E_s\nu_sA_s. \quad (3.8)$$

Формулу (3.8) используем для определения усадочных деформаций бетона ε_{sh} при опытных значениях $N_{crc} = N_{crc}^{exp}$ (табл. 2) ,

$$\varepsilon_{sh} = \frac{N_{crc}^{exp} - \sigma_{bt}A_b}{E_s\nu_sA_s} - \frac{\sigma_{bt}}{\nu_{bt}E_b}. \quad (3.9)$$

Рассмотрим частный случай, когда $N = 0$. Уравнение (1) запишется в следующем виде

$$\sigma_{s,sh}A_s + \sigma_{bt,sh}A_b = 0, \quad (3.10)$$

где $\sigma_{bt,sh}$ и $\sigma_{s,sh}$, соответственно, напряжение растяжения в бетоне и сжатия в арматуре от усадки бетона.

Из уравнений (3.7), (3.10) следуют соотношения:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{sh}}{1 + \alpha\mu/\nu_{bt,sh}}, \quad \sigma_{s,sh} = \varepsilon E_s; \quad \sigma_{bt,sh} = -\sigma_{s,sh}\mu; \quad \varepsilon_{bt,sh} = \frac{\sigma_{bt,sh}}{E_b\nu_{bt,sh}}, \quad (3.11)$$

$$\text{где } \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu = \frac{A_s}{A_b}.$$

Последовательно по формулам (3.11) вычисляются координаты т. O_{Δ} (табл. 6). Напряжения растяжения бетона от усадки $\sigma_{bt,sh}$ составляют (20 – 40)% от предельных значений σ_{bt} на растяжение и соответствуют составам бетонной смеси, условиям хранения и времени выдержки образцов до испытаний [1,3]. Если при осевом сжатии эффективность бетона возрастает, то при растяжении усиливается трещинообразование в бетоне за счет усадочных напряжений значительно уменьшается, что необходимо учитывать в расчетах железобетонных конструкций [7]. С ростом нагрузки N растяжения или сжатия бетон и арматура деформируются совместно, приращение деформаций $\varepsilon_{\Delta bt}$ и $\varepsilon_{\Delta s}$ равны приращением деформациям

железобетонного образца ε_{Δ} . Этим деформациям на диаграммах соответствуют конкретные величины приращений напряжений $\sigma_{\Delta bt}$ и $\sigma_{\Delta s}$.

Из условия совместности деформаций бетона и арматуры имеем:

$$\varepsilon_{\Delta bt} = \frac{\sigma_{\Delta bt}}{E_{\Delta b} \nu_{\Delta bt}} = \varepsilon_{\Delta s} = \frac{\sigma_{\Delta s}}{E_s \nu_s} = \varepsilon_{\Delta}, \quad (3.12)$$

где $E_{\Delta b}$ – касательный модуль деформаций в точке O_{Δ} , который приравнивается к начальному модулю деформаций для новой системы координат ($E_{\Delta b} = E_{\Delta b}^0$); $\nu_{\Delta bt}$ – коэффициент упругопластических деформаций бетона в новой системе координат, который вычисляется по формуле (2.4), где лишь формально всем величинам присваивается индекс Δ (E_b – заменяется на $E_{\Delta b}$, η – на $\eta_{\Delta} = \sigma_{\Delta b} / \sigma_{\Delta b}$ и т.д.); ε_{Δ} – деформации железобетонного элемента в новой системе координат от осевой нагрузки. Кроме того изменяются параметры вершины диаграммы бетона

$$\sigma_{\Delta bt} = \sigma_{bt} - \sigma_{bt,sh}; \quad \varepsilon_{\Delta bt} = \varepsilon_{bt} - \varepsilon_{bt,sh}. \quad (3.13)$$

В приращениях уравнения равновесия (2.6) с учетом (2.13) записываются в виде

$$\Delta N_{crc} = \varepsilon_{\Delta bt} (E_{\Delta b} A_b \nu_{\Delta bt} + E_s A_s) \quad (3.14)$$

В новых системах координат $\sigma_{\Delta bt, i} O_{\Delta i} \varepsilon_{\Delta bt, i}$, в приращениях строятся новые диаграммы бетона (рис. 8в) и по формуле (2.14) определяются значения ΔN_{crc} (табл. 6). Расчетные значения усилий трещинообразования ΔN_{crc} , вычисленные с учетом усадочных напряжений и деформаций, не значительно отличаются от их опытных значений N_{crc}^{exp} . Опытные значения предельных деформаций $\varepsilon_{\Delta bt}^{exp}$, непосредственно перед образованием в бетоне железобетонных элементов поперечных трещин соответствуют их расчетным значениям $\varepsilon_{\Delta bt}$, вычисленным по формуле (3.13).

3.3 Расчет на центральное сжатие колонны 14-ти этажного дома

В работе устанавливается аналитическая связь между усилиями и деформациями железобетонного образца с симметричным армированием при осевом сжатии. Представлены результаты исследований колонны 14-ти этажного жилого дома, включающие: диаграммы развития осевых деформаций с увеличением нагрузки сжатия при центральном нагружении железобетонных элементов.

В данной работе колонна рассчитывалась как центрально сжатый элемент. Напряженное состояние в колонне однородное и нет необходимости учитывать на диаграмму деформирования бетона влияние градиента деформации вследствие изгиба как при расчетах изгибаемых, внецентренно сжатых элементов.

В расчетах исследовалась самая нагруженная железобетонная колонная в 14-ти этажном жилом доме с размерами сечения 60×40 см и армированной 4 стержнями диаметрами 40 мм из арматуры класса А500 (рис. 9).

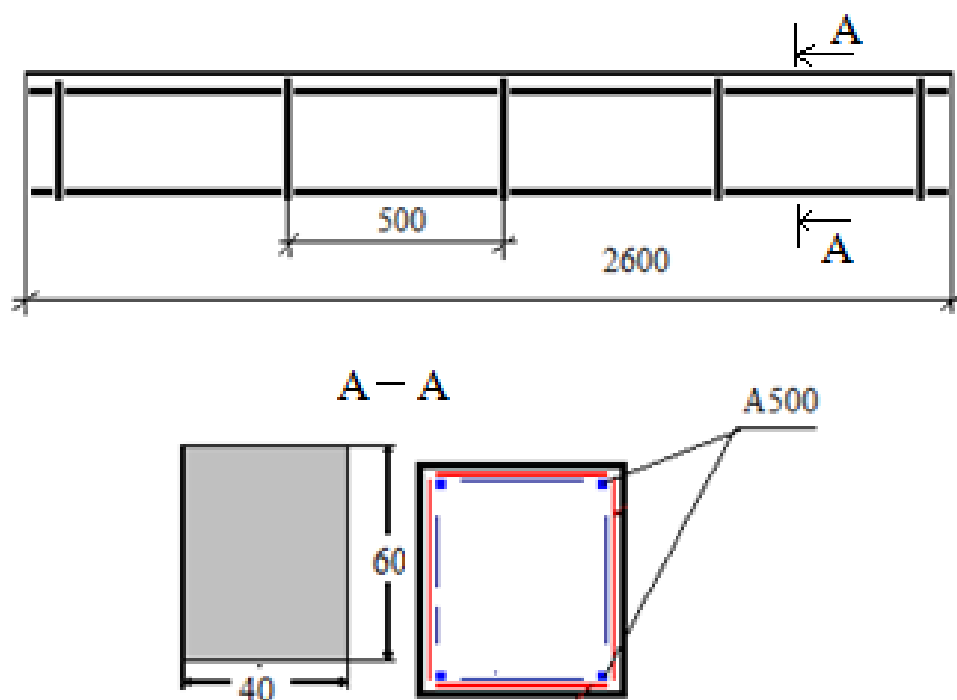


Рис. 9. Сечение расчетной железобетонной колонны.

Аналитическую зависимость для описания диаграмм деформирования бетона и арматуры принимаем в виде

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b \nu_b}, \quad (3.15)$$

Расчетные диаграммы железобетонного элемента на сжатие « $N_b - \varepsilon_b$ » строились из уравнения равновесия усилий, которое с учетом совместности деформаций бетона и арматуры ε записывается в виде (3.2).

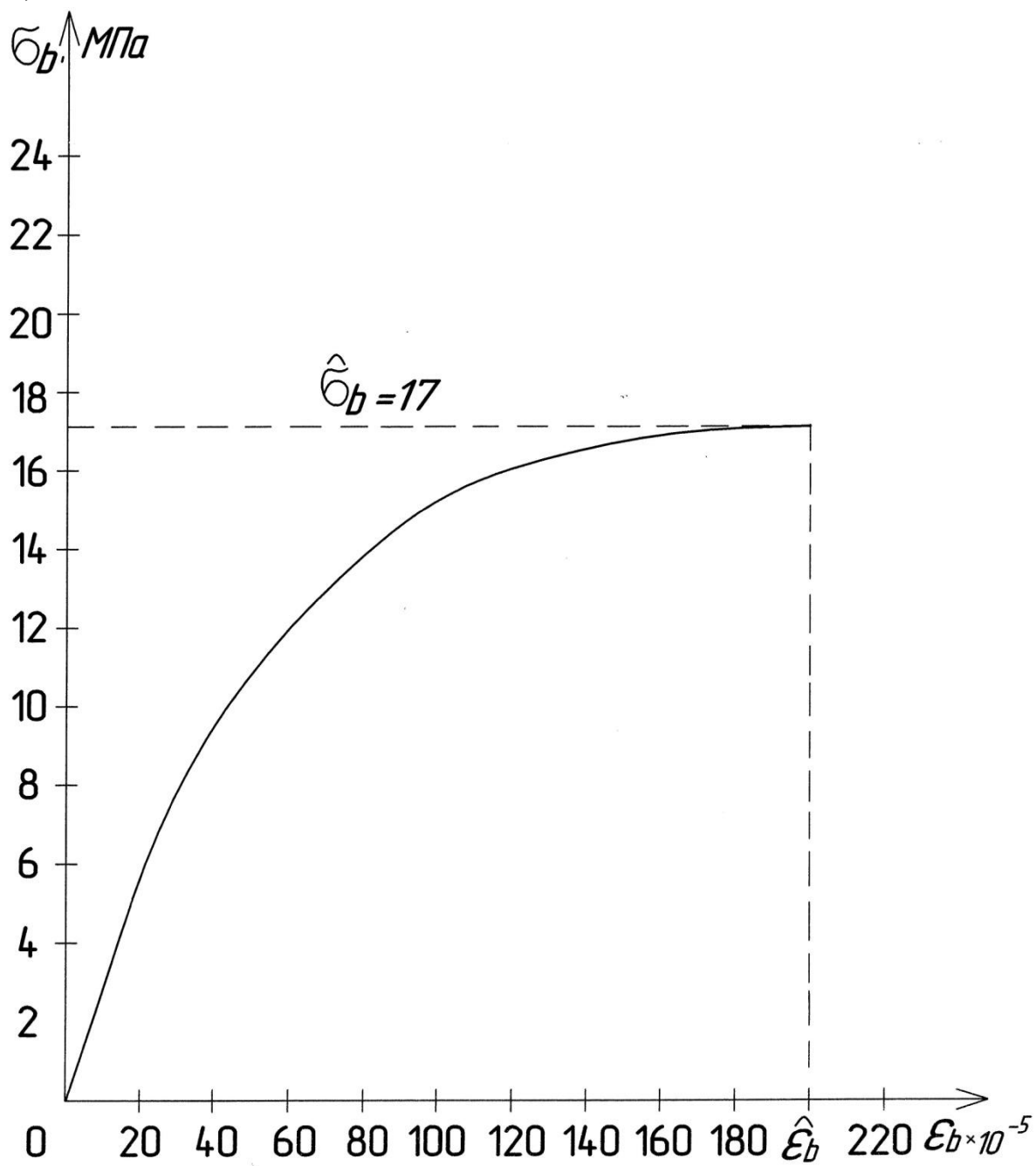
При текущих значениях относительного уровня напряжений η в диапазоне $0 \leq \eta \leq 1$ по формуле (3.1) вычисляются значения коэффициента ν_b , по формуле (3.15) соответствующие величины деформаций $\varepsilon = \varepsilon_b$, а затем по формуле (3.2) определяются расчетные значения усилий.

В расчетах определялись прочностные и деформационные параметры бетона: σ_b – предельные напряжения при сжатии; ε_b – предельные деформации бетона на сжатие; E_b – модуль деформаций бетона и строились опытные диаграммы « $\sigma_s - \varepsilon_s$ ». По полученным данным строились опытные диаграммы « $N_b - \varepsilon_b$ » (рис.10).

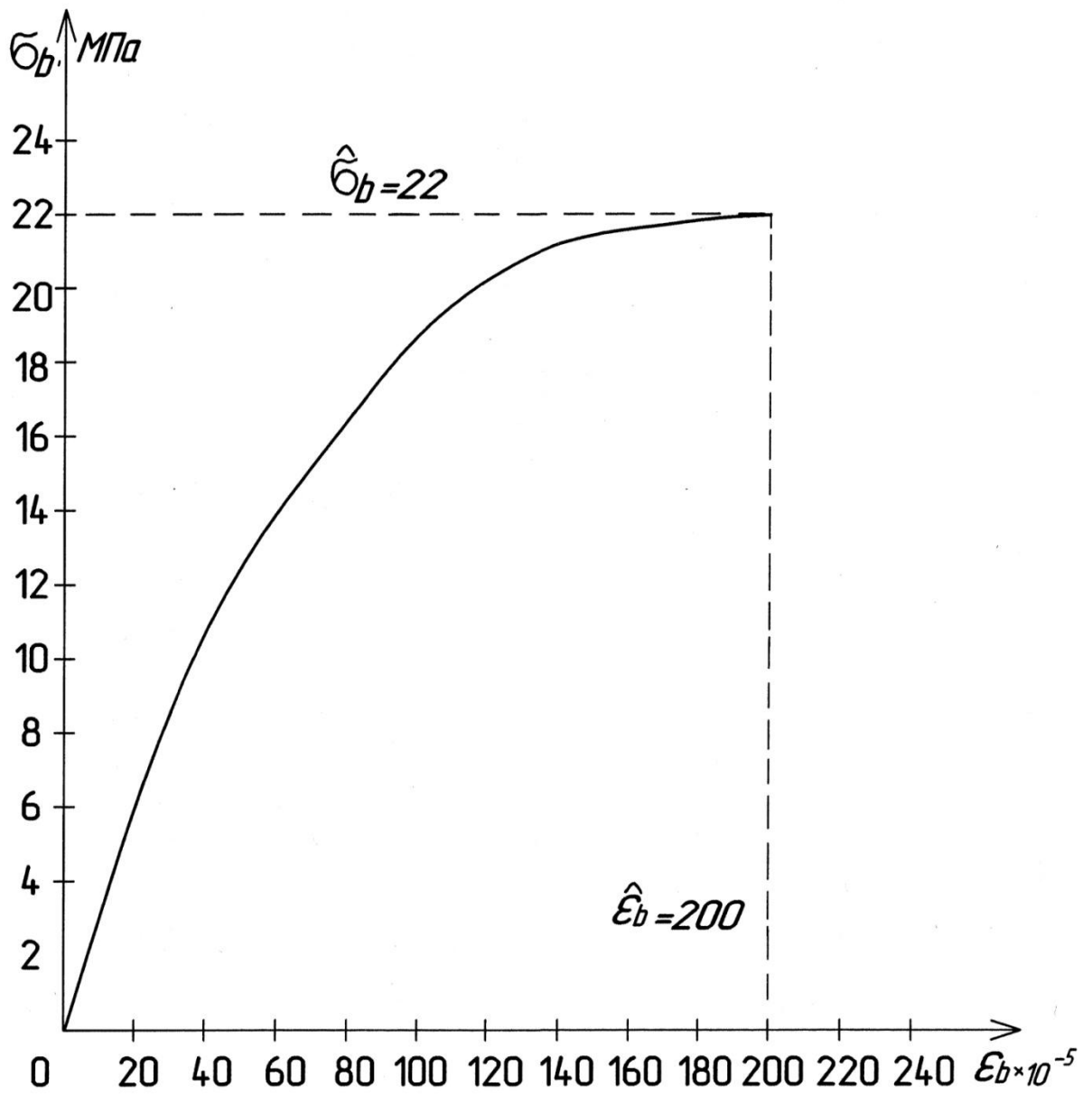
Таблица 7 - Характеристики бетона и арматуры.

Железобетонные образцы	№	Армирование	Арматура	Бетон		
			$\sigma_{0,2}$, МПа	σ_b , МПа	$\varepsilon_b \times 10^5$	$E_b \times 10^{-3}$, МПа
Колонна	1	Ø40*4	435	17	200	32,5
			435	22	200	32,5

a)



б)



В)

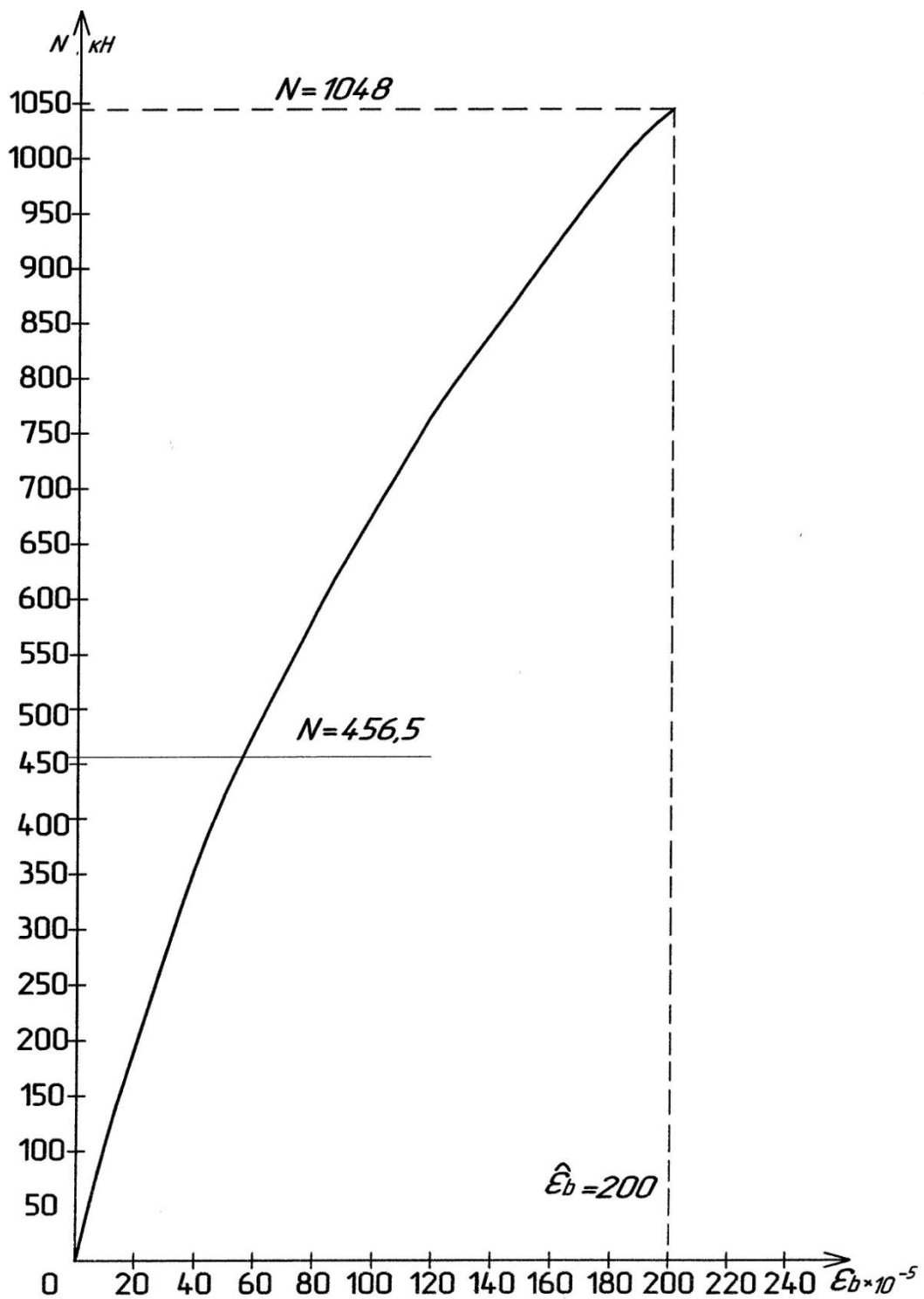


Рис.10. Расчетные диаграммы на сжатие: а – бетонных образцов по 1-ой группе предельных состояний, б – бетонных образцов по 2-ой группе предельных состояний, в – в железобетонных образцов.

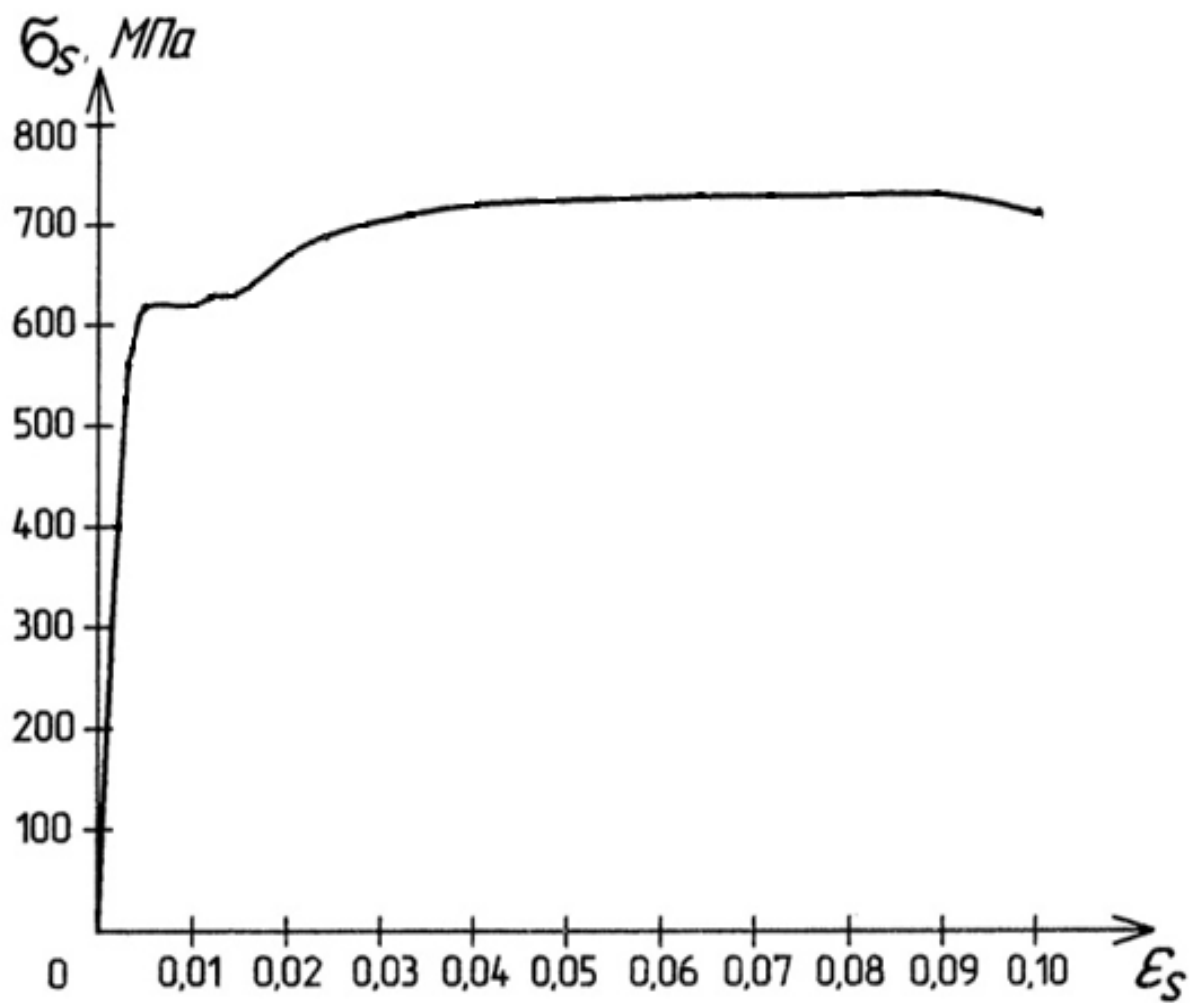


Рис.11. Фактическая диаграмма арматуры класса А500.

Данные проекта и расчета представлены в таблицах 8 и 9 соответственно.

Таблица 8.

УСИЛИЯ, СОЧЕТАНИЯ					
N	M _{кр}	M _у	Q _z	M _z	Q _у
N, Q _у , Q _z - т; M _{кр} , M _у , M _z - т*м					
Элемент: 1 Сечение: 1 Усилия или РСН					
-428.400	0.058	3.332	-1.451	-1.961	-0.464
-440.170	-0.007	3.051	-1.345	-0.538	1.272
-456.449	0.001	3.658	-1.540	0.665	2.891
-445.077	0.072	4.011	-1.671	-0.767	1.154
-456.497	0.001	3.659	-1.541	0.668	2.896
-444.726	0.066	3.940	-1.647	-0.754	1.160
-428.447	0.058	3.333	-1.451	-1.958	-0.459
-439.819	-0.013	2.980	-1.321	-0.525	1.278
Элемент: 1 Сечение: 2 Усилия или РСН					
-426.380	0.058	-1.109	-1.451	-0.542	-0.464
-438.151	-0.007	-1.062	-1.345	-4.433	1.272
-454.430	0.001	-1.053	-1.540	-8.182	2.891
-443.057	0.072	-1.103	-1.671	-4.296	1.154
-454.477	0.001	-1.053	-1.541	-8.193	2.896
-442.706	0.066	-1.100	-1.647	-4.302	1.160
-426.428	0.058	-1.109	-1.451	-0.553	-0.459
-437.800	-0.013	-1.060	-1.321	-4.439	1.278

Таблица 9.

h _{бв} Мпа	E _в Мпа	h _{εв}	h _{νв}	ω1	ω2	ν0	Λв	As	η	νв	бв	εв	бв*Λв	ε*Es*As	N
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,2	0,898	34	11,639	81600	37247,69	118,84
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,4	0,792	68	26,402	163200	84487,24	247,68
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,6	0,677	102	46,340	244800	148289,34	393,08
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,8	0,542	136	77,155	326400	246896,78	573,29
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,85	0,505	143,82	87,587	345168	280281,53	625,44
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,86	0,493	146,2	91,229	350880	291933,58	642,81
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,88	0,474	149,6	96,935	359040	310194,62	669,23
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,9	0,455	153	103,397	367200	330872,24	698,07
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,92	0,433	156,4	110,890	375360	354848,61	730,20
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,94	0,410	159,8	119,893	383520	383658,19	767,17
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,95	0,396	161,5	125,227	387600	400728,81	788,32
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,96	0,382	163,2	131,377	391680	420408,71	812,08
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,97	0,365	164,9	138,712	395760	443879,68	839,63
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,98	0,346	166,6	147,970	399840	473505,78	873,34
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	0,99	0,321	168,3	161,117	403920	515576,21	919,49
170	325000	0,002	0,261	1,346	-0,346	1	2400	16	1	0,261	170	200	408000	640000	1048

Как показывают экспериментальные исследования последних десятилетий, в реальных железобетонных конструкциях наличие продольной и поперечной арматуры оказывает существенное влияние на характер диаграмм деформирования бетона, которое необходимо учитывать в расчетах. Диаграммы деформирования бетона поперечными сетками отличается от деформирования бетонных образцов. При частом расположении поперечной арматуры поперечные деформации сечения уменьшаются, приводя к возрастанию прочности бетона, из-за чего меняется диаграмма сжатия бетона, что в свою очередь приводит к увеличению несущей способности бетона.

Учеными, проводившими экспериментальные исследования, указывалось, что влияние поперечного армирования на диаграмму сжатия в начальной стадии нагружения при относительно низких уровнях напряжений незначительно. С началом развития процесса микротрещинообразования развитие поперечных деформаций в бетоне увеличивается.

При расчетах колонны на сжатие учитываем поперечную арматуру (хомуты). Для поперечной арматуры используется арматура класса А1, диаметром 6мм с шагом 500мм.

Диаграмма деформирования бетона сжатых элементов, с косвенным армированием принимается в виде зависимостей как для бетонных элементов, при этом в некоторых формулах вносятся изменения.

$$\sigma_b = -R_{b,ser}\gamma_{b,red}, \quad (3.16)$$

$$\nu_b = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{b,red}E_b}, \quad (3.17)$$

здесь

$$\gamma_{b,red} = R_{b,red}/R_{b,ser}, \quad (3.18)$$

$$\varepsilon_{b,red} = \varepsilon_R + 0,02d_{red}, \quad (3.19)$$

$$d_{red} = \frac{\mu_{xy}R_{s,xy}}{R_b + 10}, \quad (3.20)$$

где μ_{xy} , $R_{b,red}$ определяют по формулам п. 3.22 СНиП2.03.01-84 (при расчетах конструкций по предельным состояниям второй группы в формулы по определению $R_{b,ser}$, d_{red} следует вводить характеристики арматуры и бетона, соответствующие расчету по второй группе предельных состояний)

$$R_{b,red} = R_{b,ser} + \varphi\mu_{xy}R_{s,xy}, \quad (3.21)$$

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s} \quad (3.22)$$

где A_{sx} - площадь поперечного сечения;

n_x - число стержней;

l_x - длина стержня сетки;

A_{ef} , s - значения указаны в СНиП2.03.01-84;

φ - коэффициент косвенного армирования, определяется по формуле

$$\varphi = 1/(0,23 + d_{red}), \quad (3.23)$$

$R_{s,xy}$ - расчетное сопротивление косвенной арматуры вычисляется по формуле $R_{s,xy} = \frac{3}{4} R_s$.

В формуле (1.11)

$$v_b = v_b \pm (v_0 - v_b) \sqrt{1 - \omega_1 \eta - \omega_2 \eta^2}, \quad (2.11)$$

значение коэффициентов v_0 и ω_1 определяют по более общим выражениям

$$v_0 = 1/\gamma_{b,red}, \quad (3.24)$$

$$\omega_1 = 2 - 2,5v_b + 0,5 \exp[-30 \gamma_{b,red} - 1,53 v_b^2] \quad (3.25)$$

Расчеты по данной методике представлены в таблице 10.

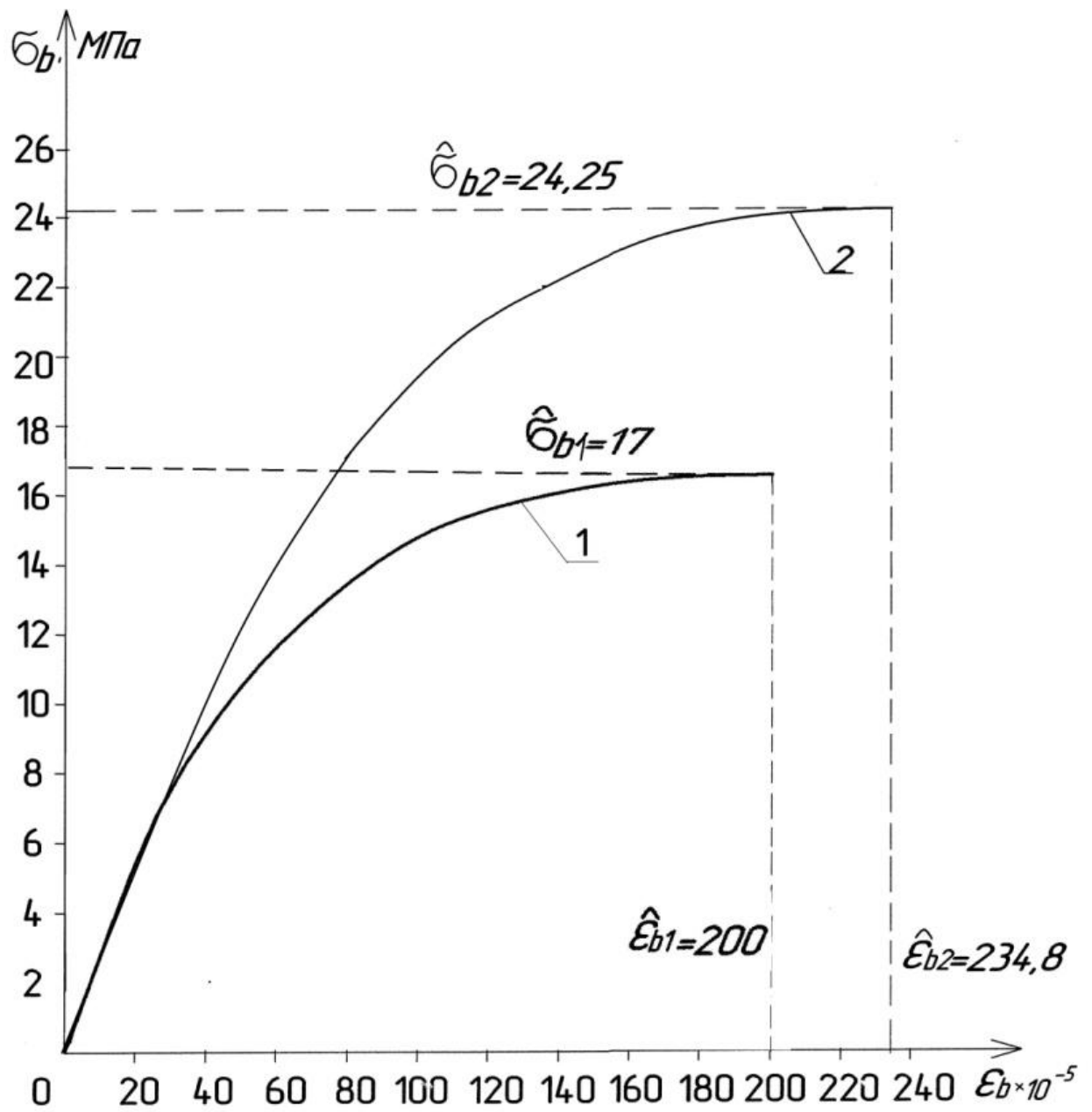


Рис.12. Диаграммы бетона на сжатие: 1- без учета хомутов, 2- с учетом хомутов.

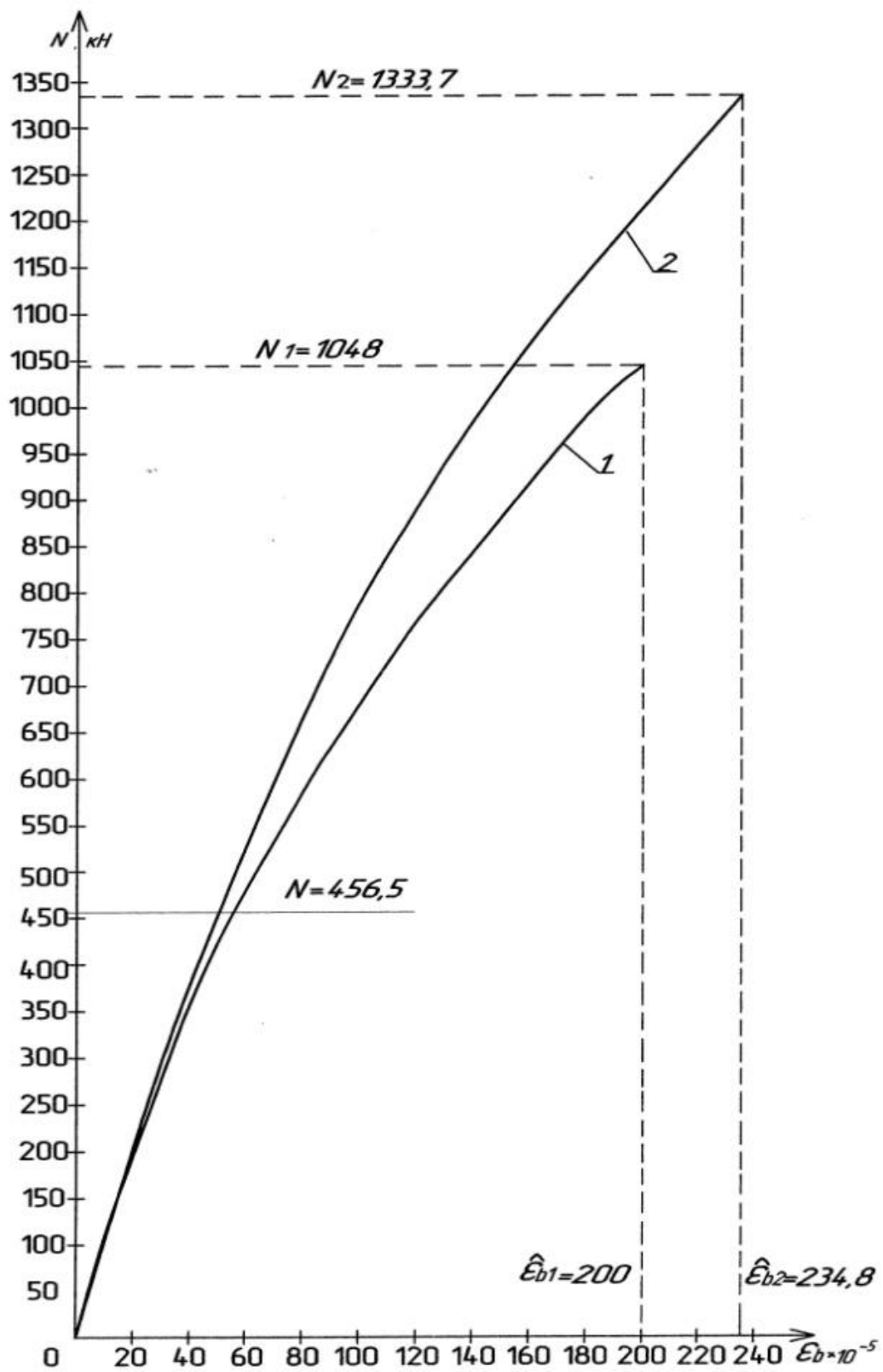


Рис.13. Расчетные диаграммы железобетонной колонны на сжатие: 1- без учета хомутов, 2- с учетом хомутов.

Таблица 10.

α_6	E_B	α_{E_B}	α_{v_B}	ω_1	ω_2	v_0	η	v_B	B_B	E_B	N	E_s	$\gamma_{bre d}$	R_{bser}	R_{bred}	$\alpha_{E_{bre d}}$
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,2	0,915	48,511	16,30	168,6124	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,4	0,824	97,022	36,22	348,786	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,6	0,721	145,53	62,04	547,8205	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,8	0,596	194,04	100,07	785,9376	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,846	0,561	205,2	112,53	852,5881	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,86	0,549	208,6	116,83	874,5127	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,88	0,531	213,45	123,53	907,5996	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,9	0,512	218,3	131,06	943,3156	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,92	0,491	223,15	139,69	982,5969	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,94	0,467	228	149,95	1027,058	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,95	0,454	230,43	155,96	1052,123	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,96	0,439	232,85	162,84	1079,938	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,97	0,423	235,28	170,95	1111,718	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,98	0,403	237,71	181,05	1149,876	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,2	-0,2	1	0,99	0,378	240,13	195,14	1200,767	200	1,102	22	24,2	0,0023
242,55	325000	0,002	0,317	1,21	-0,2	1	1	0,317	242,56	234,88	1333,762	200	1,102	22	24,2	0,0023

3.4 Выводы по 3 главе

1. При твердении в естественных условиях после распалубливания бетоны подвержены усадке. В железобетонных элементах в арматуре и бетоне формируются деформации и напряжения от усадки бетона, которые суммируются с их значениями от различных нагрузок, значительно уменьшают усилия трещинообразования и увеличивают скачек напряжений в арматуре в сечениях с трещинами.

2. Величину деформаций железобетонного элемента от усадки бетона можно определять прямыми наблюдениями на образцах с учетом прерывания их роста в начале измерений; по результатам испытаний на растяжение, в которых фиксируется опытное значение нагрузки трещинообразования и деформации арматуры в сечениях с трещинами.

3. Поперечная арматура или сетка косвенного армирования в процессе развития микротрещинообразования ограничивают поперечные деформации в бетоне (в так называемом ограниченном бетоне), при этом с увеличением поперечного процента армирования эти деформации уменьшаются. При достижении в сетках косвенного армирования напряжений достигающих предела текучести происходит резкий прирост продольных деформаций при незначительном увеличении осевой нагрузки. В результате можно отметить, что в процессе нагружения сжатых элементов с ограниченным бетоном возможно выделение трех стадий: условно упругую, упругопластическую и стадию разрушения.

4. В результате расчетов колонны на максимальную нагрузку получили: без учета хомутов $N=1048$ кН, что на 60% больше, чем максимальная нагрузка рассчитанная и заложенная в проекте на данную колонну, а с учетом хомутов $N=1333,7$ кН, что почти на 70% больше, чем нагрузка в проекте. Таким образом, сравнивая полученные данные и проектировочные

видим, что колонна заложена с большим запасом прочности, чем указано в нормативных документах. Это ведет к перерасходу материала, излишним затратам и удорожанию строительства.

Глава 4. Методика описания диаграмм бетона на ветвях разгрузки

В данном разделе представлен обзор методик по описанию диаграмм деформирования бетона на ветвях разгрузки, выполненных русским и японскими авторами.

Рассматривается бетон В30 с предельным напряжением $\sigma_b=17$ МПа, предельными деформациями $\varepsilon_b=200 \cdot 10^{-5}$ и модулем деформаций бетона $E_b=3,25 \cdot 10^5$ кг/см². Для данной марки бетона построена диаграмма деформации, показывающая связь между напряжениями и деформациями (рис. 14). Также представлена кривая общих точек, где $\sigma_{b0}=0,9\sigma_b$.

Для описания диаграмм деформирования бетона применяют формулу (2.1), изменение секущего модуля определяется по формуле (2.11).

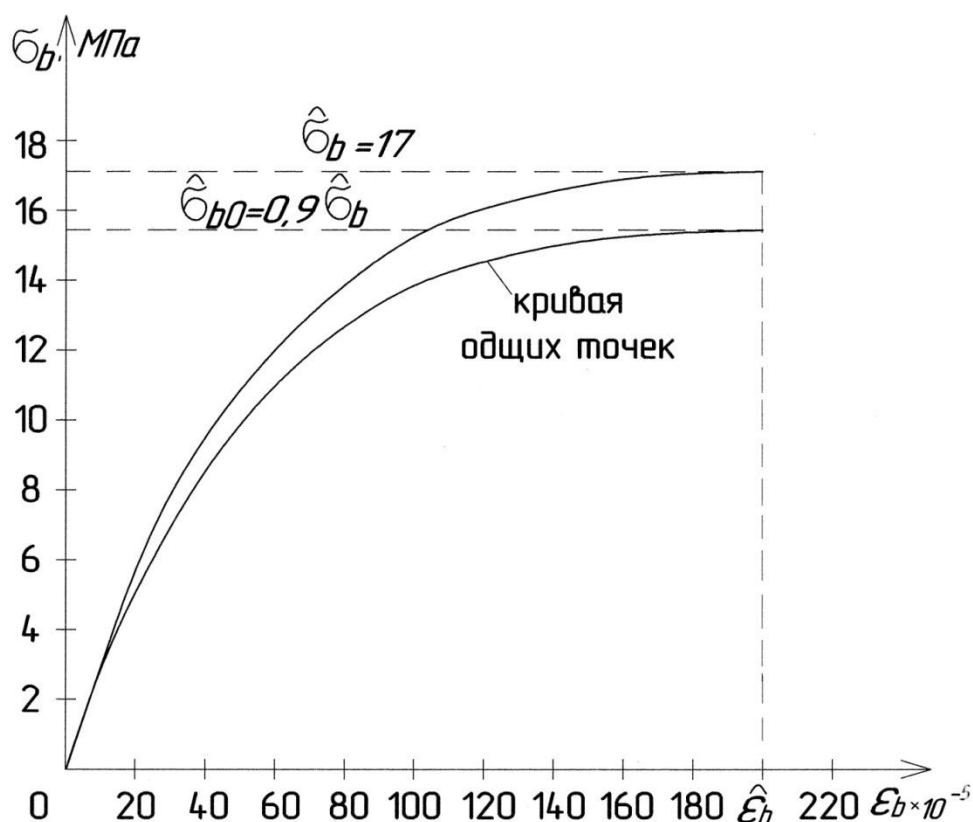


Рис.14. Диаграмма бетона на сжатие класса В30.

По методикам авторов были сделаны расчеты и построены диаграммы ветвей разгрузки. Разгрузка производилась с двух уровней при $\sigma_{ba1}=0,6\sigma_b$ и при $\sigma_{ba2}=0,8\sigma_b$. Результаты расчетов по методикам авторов: Horishima, Karsan, Ерышева В.А., Kokusho и Takiguchi представлены в таблицах 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 и 20.

Таблица 11 – Результаты расчетов по методике Horishima при $\sigma_{ba1}=0,6\sigma_b$.

η_a	ξ_a	A	ξ_0	ξ	η	σ	ε
0,6	0,23	1,580153	0,0095	0,23	0,6	10,2	46
0,6	0,23	1,580153	0,0095	0,2	0,509	8,65	40
0,6	0,23	1,580153	0,0095	0,15	0,364	6,19	30
0,6	0,23	1,580153	0,0095	0,1	0,227	3,86	20
0,6	0,23	1,580153	0,0095	0,05	0,098	1,67	10
0,6	0,23	1,580153	0,0095	0,0095	0	0	1,904

Таблица 12 – Результаты расчетов по методике Horishima при $\sigma_{ba2}=0,8\sigma_b$.

η_a	ξ_a	A	ξ_0	ξ	η	σ	ε
0,8	0,385	1,411726	0,0266	0,385	0,8	13,6	77
0,8	0,385	1,411726	0,0266	0,3	0,577	9,81	60
0,8	0,385	1,411726	0,0266	0,2	0,341	5,80	40
0,8	0,385	1,411726	0,0266	0,1	0,134	2,28	20
0,8	0,385	1,411726	0,0266	0,05	0,041	0,69	10
0,8	0,385	1,411726	0,0266	0,0266	0	0	5,336

Таблица 13 – Результаты расчетов по методике Karsan при $\sigma_{ba1}=0,6\sigma_b$.

η_a	ξ_a	σ_a	ε_a	η_p	ξ_p	σ_p	ε_p
0,6	0,23	10,2	46	0	0,0375	0	7,514

Таблица 14 – Результаты расчетов по методике Karsan при $\sigma_{ba2}=0,8\sigma_b$.

η_a	ξ_a	σ_a	ε_a	η_p	ξ_p	σ_p	ε_p
0,8	0,385	13,6	77	0	0,0715	0	14,309

Таблица 15 – Результаты расчетов по методике Ерышева В.А. при $\sigma_{ba1}=0,6\sigma_b$.

Eb	ν_b	γ	E_{b1}	$\Delta\sigma_{b1}$	$\Delta\varepsilon_{b1}$	ε_{b1}	ε_{b1}^0	η	ξ
32,5	1	1,052	34,21	102	0	46	46	0,6	0,23
32,5	0,940	1,021	33,18	100	7,1	46	38,9	0,58	0,194
32,5	0,910	1,004	32,65	90	10,6	46	35,3	0,529	0,176
32,5	0,880	0,987	32,10	80	14,2	46	31,7	0,47	0,158
32,5	0,849	0,970	31,53	70	17,8	46	28,19	0,41	0,14
32,5	0,818	0,952	30,94	60	21,3	46	24,6	0,35	0,123
32,5	0,785	0,933	30,32	50	24,9	46	21,1	0,29	0,105
32,5	0,753	0,913	29,68	40	28,4	46	17,5	0,23	0,087
32,5	0,719	0,892	29,01	30	32,02	46	13,97	0,17	0,069
32,5	0,684	0,870	28,30	20	35,59	46	10,4	0,117	0,052
32,5	0,677	0,866	28,15	0	36,31	46	10	0	0,05

Таблица 16 – Результаты расчетов по методике Ерышева В.А. при $\sigma_{ba2}=0,8\sigma_b$.

Eb	ν_b	γ	E_{b1}	$\Delta\sigma_{b1}$	$\Delta\varepsilon_{b1}$	ε_{b1}	ε_{b1}^0	η	ξ
32,5	1	1,052	34,21	136	0	77	77	0,8	0,385
32,5	0,940	1,021	33,18	130	7,9	77	69	0,76	0,346
32,5	0,910	1,004	32,65	120	11,9	77	65	0,705	0,326
32,5	0,880	0,987	32,10	110	15,9	77	61	0,64	0,306
32,5	0,849	0,970	31,53	102	19,9	77	57	0,6	0,286
32,5	0,818	0,952	30,94	100	23,8	77	53	0,58	0,266
32,5	0,785	0,933	30,32	90	27,8	77	49	0,529	0,246
32,5	0,753	0,913	29,68	80	31,8	77	45	0,47	0,226
32,5	0,719	0,892	29,01	70	35,8	77	41	0,41	0,206
32,5	0,684	0,870	28,30	60	39,8	77	37	0,35	0,186
32,5	0,677	0,866	28,15	50	40,6	77	36	0,29	0,182
32,5	0,648	0,847	27,5	40	43,7	77	33	0,23	0,166
32,5	0,609	0,821	26,7	30	47,7	77	29	0,17	0,147
32,5	0,568	0,793	25,8	20	51,7	77	25	0,117	0,127
32,5	0,542	0,775	25,2	0	54,1	77	23	0	0,115

Таблица 17 – Результаты расчетов по методике Kokusho при $\sigma_{ba1}=0,6\sigma_b$.

ε_a	σ_a	E	α	ε_p	A	ε	σ	η	ξ
46	10,2	3,25	1,2	3,5	1,495698	46	10,2	0,6	23
46	10,2	3,25	1,2	3,5	1,495698	40	8,75	0,515	20
46	10,2	3,25	1,2	3,5	1,495698	30	6,35	0,37	15
46	10,2	3,25	1,2	3,5	1,495698	25	5,15	0,3	12,5
46	10,2	3,25	1,2	3,5	1,495698	20	3,94	0,23	10
46	10,2	3,25	1,2	3,5	1,495698	3,5	0	0	1,75

Таблица 18 – Результаты расчетов по методике Kokusho при $\sigma_{ba2}=0,8\sigma_b$.

ε_a	σ_a	E	α	ε_p	A	ε	σ	η	ξ
77	13,6	3,25	1,2	10	186954,3	77	13,6	0,8	0,385
77	13,6	3,25	1,2	10	186954,3	60	10,15	0,59	0,3
77	13,6	3,25	1,2	10	186954,3	50	8,12	0,47	0,25
77	13,6	3,25	1,2	10	186954,3	40	6,08	0,35	0,2
77	13,6	3,25	1,2	10	186954,3	30	4,05	0,23	0,15
77	13,6	3,25	1,2	10	186954,3	20	2,026	0,119	0,1
77	136	3,25	1,2	10	186954,3	10	0	0	0,0501

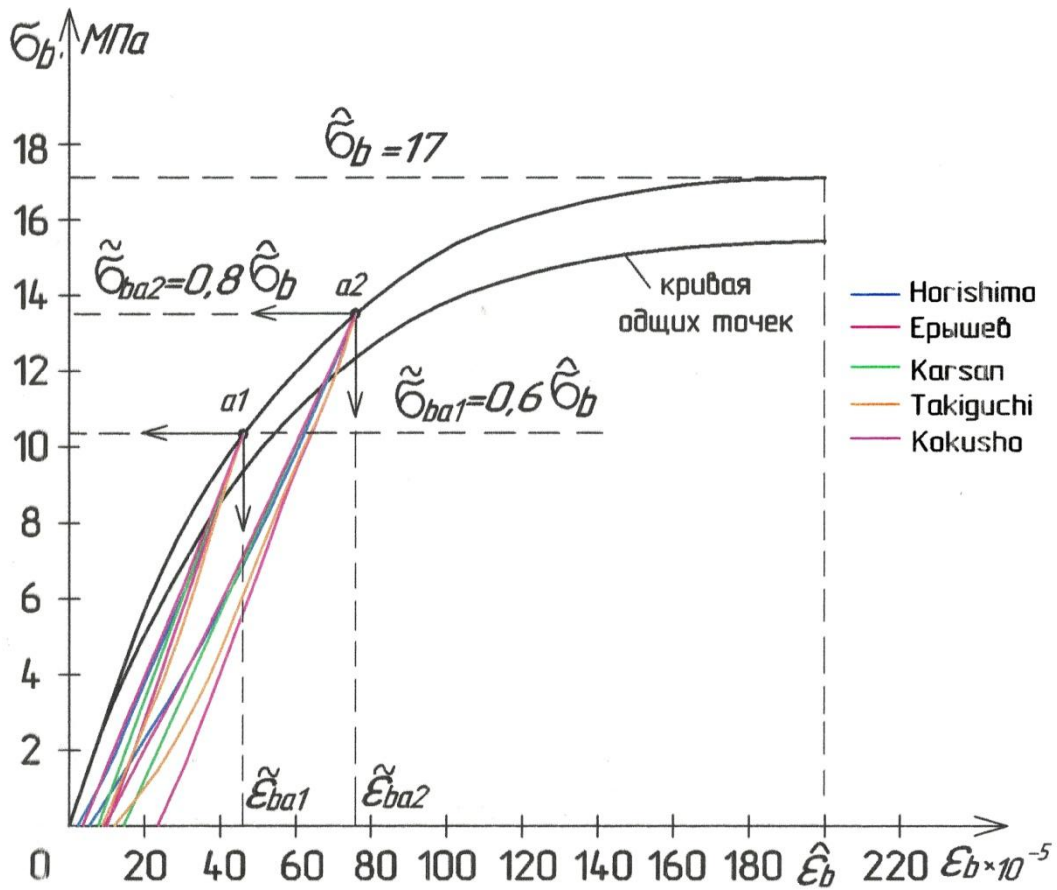
Таблица 19 – Результаты расчетов по методике Takiguchi при $\sigma_{ba1}=0,6\sigma_b$.

η_a	ξ_a	α	E	A	ξ_0	ξ	η	σ	ε
0,6	0,23	0,0563	0,325	1,580153	0,0442	0,23	0,6	10,2	46
0,6	0,23	0,0563	0,325	1,580153	0,0442	0,2	0,495	8,42	40
0,6	0,23	0,0563	0,325	1,580153	0,0442	0,15	0,328	5,57	30
0,6	0,23	0,0563	0,325	1,580153	0,0442	0,1	0,168	2,86	20
0,6	0,23	0,0563	0,325	1,580153	0,0442	0,0442	0	0	8,85

Таблица 20 – Результаты расчетов по методике Takiguchi при $\sigma_{ba2}=0,8\sigma_b$.

η_a	ξ_a	α	E	A	ξ_0	ξ	η	σ	ε
0,8	0,385	0,0729	0,325	1,411726	0,0593	0,385	0,8	13,6	77
0,8	0,385	0,0729	0,325	1,411726	0,0593	0,35	0,69	11,89	70
0,8	0,385	0,0729	0,325	1,411726	0,0593	0,3	0,56	9,55	60
0,8	0,385	0,0729	0,325	1,411726	0,0593	0,2	0,3	5,24	40
0,8	0,385	0,0729	0,325	1,411726	0,0593	0,1	0,08	1,41	20
0,8	0,385	0,0729	0,325	1,411726	0,0593	0,0593	0	0	11,87

a)



б)

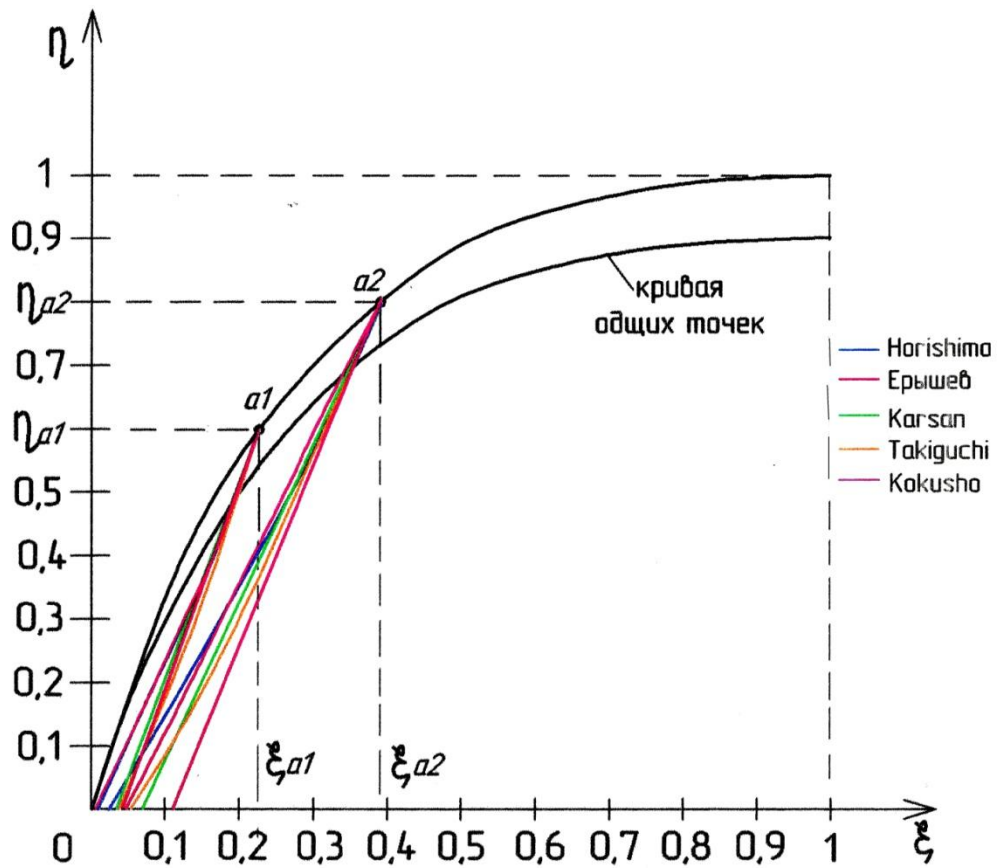


Рис.15. Диаграммы деформирования бетона на ветвях разгрузки: а) $\sigma_s - \varepsilon_s$; б) $\eta - \varepsilon$.

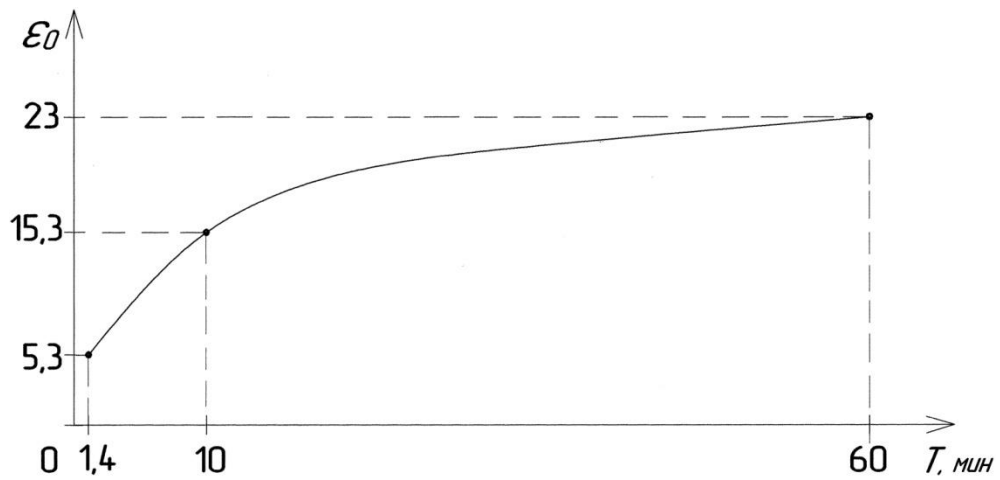


Рис.16. График зависимости величины остаточных деформаций от времени нагружения до вершины диаграммы.

Таблица 21 – Сводная таблица.

Автор	Алгоритм	σ_{ba}	η	ε_{ba}	ξ	ε_{b0}	ξ_0	Скорость нагружения
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Horishima	$\eta = \xi - \xi_0 [A \xi - \xi_a + \eta_a / (\xi_a - \xi_0)]$ η_a - относительные напряжения в точке разгрузки; ξ_a - относительные деформации в точке разгрузки; ξ_0 - остаточные относительные деформации; Нормальный бетон: НС: $\xi_0 = 0,18\xi_a^2$ $A=0,225\xi_a^2-1,225\xi_a+1,85$ Высокопрочный бетон: НС: $\xi_0 = 0,05\xi_a^2$ $A=-0,44\xi_a+0,7$	10,2	0,6	46	0,23	1,9	0,009	V=120-180 кг/см ² /мин (T= 1,4-1 мин)
		13,6	0,8	77	0,385	5,3	0,026	
Karsan	Параболические кривые второй степени, проходящие через 3 точки: (η_E, ξ_E) : точки разгрузки на огибающей кривой; (η_c, ξ_c) : общая точка; $(\eta_p, 0)$: точка пластической деформации	10,2	0,6	46	0,23	7,5	0,037	V=17 кг/см ² /мин (T=10 мин)
		13,6	0,8	77	0,385	14,3	0,071	
Ерышев	$\varepsilon_{b1}^0 = \varepsilon_{b1} - \Delta\varepsilon_{b1}^0$ ε_{b1}^0 - величина остаточных деформаций $\Delta\varepsilon_{b1} = \Delta\sigma_{b1} / E_{b1}$ $E_{b1} = \gamma E_b$ $\gamma = \overline{v_b} / 0,95$	10,2	0,6	46	0,23	9,68	0,048	V=2,8 кг/см ² /мин (T= 60 мин)
		13,6	0,8	77	0,385	23	0,115	
Kokusho	$\sigma = \varepsilon - \varepsilon_p [A \varepsilon - \varepsilon_p + \sigma_a / (\varepsilon_a - \varepsilon_p)]$ $\varepsilon_p = 0,338\varepsilon_a^2 / \varepsilon_0$ $A = [\alpha_c E - \sigma_a / (\varepsilon_a - \varepsilon_p)]$ $\alpha = 1,2$	10,2	0,6	46	0,23	3,5	0,0175	
		13,6	0,8	77	0,385	10	0,05	
Takiguchi	Модифицированное уравнение Horishima $\eta = \xi - \xi_0 [A \xi - \xi_a + \eta_a / (\xi_a - \xi_0)]$ $A=0,225\xi_a^2-1,225\xi_a+1,85$ $\xi_0 = \xi_a - \eta_a(\xi_a + \alpha) / (\eta_a + E\alpha)$ $\alpha = 0,1775 \overline{\xi_a}$ ξ_0 : коэффициент пластической деформации	10,2	0,6	46	0,23	8,8	0,044	
		13,6	0,8	77	0,385	11,8	0,059	

4.1 Выводы по 4 главе

Многие конструкции работают с разгрузкой, мы обработали данные загрузки нескольких авторов, в том числе японских. Мы получили существенный разброс значений остаточных деформаций, это объясняется тем, что режимы нагружения были разные, они отличались скоростью нагружения. По данным, которые были получены в ходе работы, были построены графики. Как видим, с ростом скорости нагружения величина деформаций увеличивается. У разных авторов разные остаточные деформации. Величина остаточных деформаций при разгрузке при сложных режимах нагружения зависит от скорости и по имеющимся в литературе данным построен график зависимости величины остаточных деформаций от времени загрузки до вершины диаграммы. Как видно из графика, с увеличением времени нагружения остаточные деформации увеличиваются.

Список используемой литературы

1. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. - М.: Стройиздат, 1961. – 287 с.
2. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: Монография. – М.: Издательство АСВ. 2004.- 472с.
3. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Гуца Ю.П. и др. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1978. – 203 с.
4. ГОСТ 10180 (СТ СЭВ 3978-83) Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
5. ГОСТ 24452-80 Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона.
6. Грановский В.А., Синая Т.Н. Методы обработки экспериментальных данных при измерениях. – Л.: Энергоатомиздат. Ленингр. Отд-ние, 1990. – 288 с.
7. Гуца Ю.П., Лемыш И.Ю. Расчет деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружениях. // Бетон и железобетон, 1985, №11. – С. 13-16.
8. Ерышев В.А. Методы и средства испытаний железобетонных конструкций: Учеб. Пособие для вузов. – Тольятти: ТГУ, 2007. – 64с.
9. Ерышев В.А., Афанасьева Ю.С. Исследование деформирования бетона повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях напряжений // Вестник НГИЭИ. 2015. №6 (49). С. 20 – 24.
10. Ерышев В.А., Бондаренко А.С., Царев В.С. Влияние усадки бетона на деформирование железобетонных конструкций // Вектор науки Тольяттинского государственного университета. 2011. №4(18). С.52-55.
11. Ерышев В.А., Кузнецов А.В. К построению модели разгрузки и повторного многократного нагружения для диаграммы деформирования бетона. // Тезисы координационного совещания «Работа бетона и железобетона с

- различными видами армирования на выносливость при многократно повторяющихся нагрузках». – Львов, 1987.
12. Ерышев В.А., Латышева Е.В., Бондаренко А.С. Методика экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния линейных железобетонных элементов при осевом нагружении повторными и знакопеременными нагрузками // Вектор науки Тольяттинского государственного университета. 2010. № 3. С.51-56.
 13. Ерышев В.А., Латышева Е.В., Бондаренко А.С., Баранова Ю.С. Деформационные параметры бетона при разгрузке с напряжений сжатия // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2014г. №1(27). С.87-93.
 14. Ерышев В.А., Латышев Д.И., Бондаренко А.С. К методике описания диаграммы малоциклового нагружения // Известия Орловского Государственного технического университета. 2009. №1. С. 22-28.
 15. Ерышев В.А., Латышева Е.В., Бондаренко А.С. Усадочные деформации в бетонных и железобетонных элементах // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2012. №4(22). С. 97-102.
 16. Ерышев В.А., Латышева Е.В., Ключников С.В., Седина Н.С. К построению диаграмм циклического нагружения бетона при одноосном сжатии// Известия КГАСУ. 2013. №1(23). С.104-109.
 17. Ерышев В.А., Латышева Е.В., Малыш А.С. Определение эксплуатационных параметров качества железобетонных конструкций в составе здания без их физического разрушения путем натурных испытаний // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2015г. №1(31). С. 75-80.
 18. Ерышев В.А., Латышев Д.И., Тошин Д.С. Методика расчета деформаций изгибаемого железобетонного элемента при разгрузке // Известия

- Орловского Государственного технического университета. 2009. №2. С. 6-13.
19. Ерышев В.А., Тошин Д.С. Диаграмма деформирования бетона при многократных повторных нагружениях // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2005. №10. С. 109-114.
20. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А. Настоящее и будущее расчета железобетона. // Бетон и железобетон, 2005, №4. – С. 3-6.
21. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений: Учеб. Пособие для вузов. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 240 с.
22. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Латышева Е.В., Бондаренко А.С. Деформации железобетонного элемента с учетом усадочных деформаций // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета, серия: Строительство и архитектура. 2013. №31(50) ч.2. Строительные науки. С.344-358.
23. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Латышева Е.В. К построению диаграмм деформирования бетона повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях напряжений // Строительные материалы. 2013. №6. С.48-52.
24. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Латышева Е.В. Методика построения диаграмм деформирования бетона повторными нагрузками сжатия при переменных уровнях напряжений // Жилищное строительство. 2014г. №7. С.9-13.
25. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Латышева Е.В. Методика расчета параметров деформирования бетона при разгрузке с напряжений сжатия // Вестник МГСУ. 2014. №3. С.168-178.
26. Карпенко Н.И., Латышева Е.В., Кокарев С.А. Методика описания диаграммы бетона с переменными уровнями напряжений сжатия и частичной разгрузкой // Научно-технический и производственный журнал «Промышленное и гражданское строительство». 2015г. №3. С.12-15.

27. Кольнер В.М. Сцепление арматуры с бетоном при динамических и циклических нагрузках. // Бетон и железобетон, 1968, №12. – С. 18-20.
28. Лемыш Л.Л. Расчет железобетонных конструкций с использованием полных диаграмм бетона арматуры. // Бетон и железобетон, 1991, №7. – С. 21-23.
29. Маилян Л.Р., Беккиев М.Ю., Силь Г.Р. Работа бетонга и арматуры при многократно повторных нагружениях. – Нальчик: РИСИ, 1984. – 56 с.
30. Hee-Ju Kim, Jong-Wan Hu, Won-Sup Hwang. Cyclic Testing for Structural Detail Improvement of CFT Column-Foundation Connections, 2015, Pages 260-281.
31. Huang-bin Lin, Shou-gao Tang, Cheng Lan. Damage Analysis and Evaluation of High Strength Concrete Frame Based on Deformation-Energy Damage Model, 2015, 10 pages.
32. Insub Choi, Jun Hee Kim, Ho-Ryong Kim. Composite Behavior of Insulated Concrete Sandwich Wall Panels Subjected to Wind Pressure and Suction, 2015, Pages 1264-1282.
33. Jin Young Yoon, Jae Hong Kim, Yoon Yi Hwang, Dong Kyu Shin. Lightweight Concrete Produced Using a Two-Stage Casting Process, 2015, Pages 1384-1397.
34. Nikolay I. Karpenko, Valery A. Eryshev, Ekaterina V. Latysheva. Stress-strain Diagrams of Concrete Under Repeated Loads with Compressive Stresses// Procedia Engineering, Volume 111, 2015, Pages 371-377.
35. Yoseok Jeong, Jaeha Lee, Woo Seok Kim. Modeling and Measurement of Sustained Loading and Temperature-Dependent Deformation of Carbon Fiber-Reinforced Polymer Bonded to Concrete, 2015, Pages 435-450.