

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи

Евдокимова Татьяна Сергеевна

**НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ И РАСЧЕТ
ПРОЧНОСТИ КОСОСЖИМАЕМЫХ ФИБРОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ЭЛЕМЕНТОВ**

Специальность 05.23.01– Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор В.И. Морозов

Санкт-Петербург – 2017

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И НАПРАВЛЕНИЕ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	11
1.1 Методы расчета железобетонных конструкций, работающих в условиях косого внецентренного сжатия	11
1.2 Особенности трещинообразования, деформирования и разрушения кососжимаемых железобетонных конструкций	28
1.3 Дисперсно-армированный бетон (фибробетон).....	34
1.3.1 Прочностные и деформативные свойства фибробетона	34
1.3.2 Экспериментально-теоретические исследования прочности фиброжелезобетонных элементов в условиях сложных деформаций.....	39
Выводы по первой главе.....	44
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА ПРИ СЖАТИИ И РАСТЯЖЕНИИ	46
2.1 Испытание образцов на сжатие	46
2.2 Испытание образцов на растяжение.....	54
2.3 Определение прочностных характеристик арматуры	63
Выводы по второй главе.....	65
ГЛАВА 3. ФИЗИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОСОСЖИМАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И ФИБРОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	67
3.1 Испытание опытных образцов на косое внецентренное сжатие.....	67
3.1.1 Опытная конструкция, технология изготовления и методика испытаний экспериментальных образцов	67
3.1.2 Трещинообразование и характер разрушения опытных образцов при испытании на косое внецентренное сжатие.....	74
3.1.3 Результаты испытания	79

3.2 Численные исследования напряженно-деформированного состояния кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов	82
3.2.1 Постановка численного эксперимента в программном комплексе ЛИРА-САПР 2013	82
3.2.2 Сравнение данных численного и физического экспериментов	89
Выводы по третьей главе.....	92
ГЛАВА 4. РАЗРАБОТКА МЕТОДОВ РАСЧЕТА КОСОСЖИМАЕМЫХ ФИБРОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	94
4.1 Основные положения расчета кососжимаемого фиброжелезобетонного элемента на основе нелинейной деформационной модели	94
4.2 Алгоритм расчета	103
4.3 Основные положения расчета на основе метода предельных состояний	108
4.4 Сравнение результатов теоретического расчета с экспериментальными данными.....	117
Выводы по четвертой главе	119
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	121
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	123
ПРИЛОЖЕНИЕ А	140
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	141
ПРИЛОЖЕНИЕ В	142
ПРИЛОЖЕНИЕ Г.....	150

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность исследования

Ужесточение условий эксплуатации зданий и сооружений приводит к необходимости повышения требований к строительным материалам, в частности, к бетонам. Для большинства строительных конструкций на сегодняшний день помимо повышения прочности бетона при сжатии не менее важны с точки зрения не только эксплуатационной надежности, но и живучести, прочность на растяжение и изгиб, повышенная трещиностойкость, ударная вязкость, особенность поведения материалов и конструкций в условиях нагрузок и воздействий. Для обеспечения этих свойств со второй половины 20-го века бетоны дисперсно армируют различными видами волокон [83, 135].

В современной практике строительства широкое распространение в виде дисперсного армирования получили стальные волокна (фибры). Использование стальной фибры в железобетонных элементах позволяет повысить не только несущую способность этих элементов, но и предельные растяжимость и сжимаемость бетона, увеличивает его трещиностойкость, ударопрочность, морозостойкость, жесткость, повышает долговечность конструкции, позволяет в отдельных случаях уменьшить расход рабочей и конструктивной арматуры, повышает пластичность при работе и вязкость при разрушении. Все это обеспечивает высокую технико-экономическую эффективность и обуславливает постоянное расширение области применения фиброжелезобетонных конструкций [62, 81].

Множество конструкций в реальных условиях испытывают сложное напряженно-деформированное состояние (НДС) [9, 26, 29, 129], в которых не учет при проектировании тех или иных факторов может привести к нежелательным последствиям и даже к аварийной ситуации. Между тем в действующих нормах отсутствуют какие-либо рекомендации по расчету

фиброжелезобетонных элементов на сложные виды деформаций, в том числе и на косо внецентренное сжатие, что осложняет процесс проектирования таких конструкций как колонны, стены и т.п., а зачастую и вовсе делает это невозможным.

Имеющиеся же в научной литературе сведения об исследовании кососжимаемых фиброжелезобетонных конструкций носят разрозненный характер и не отличаются комплексным подходом к оценке НДС и прочности таких конструкций [140, 146, 149, 150, 156].

Степень разработанности темы исследования

Изучением напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов, работающих в условиях косо внецентренного сжатия, занимались многие отечественные и зарубежные ученые, а именно М.С. Торяник, П.Ф. Вахненко, В.И. Бабич, Ю.М. Руденко, С.И. Глазер, А.С. Залесов, В.И. Клименко, К.Н. Ратушинский, С.Д. Семенюк, А.Х. Уначев, Д.Ю. Саркисов, В.С. Плевков, И.И. Гольденблат и Э.Г. Ратц, Grasser E., Linse D. и другие.

Существуют различные подходы для расчета таких элементов. Наиболее распространенными являются метод расчета по предельным состояниям, известный еще с 50-ых годов 20-го века по работам М.С. Торяника и его сотрудников.

В последние годы, благодаря работам В.М. Бондаренко [15, 16], Н.И. Карпенко [39–41], В.И. Колчунова [44–46], Вл.И. Колчунова [47, 48], В.И. Римшина [16, 90, 91], Б.С. Соколова [103, 104], В.С. Федорова [128, 129], появились методы расчета, основанные на нелинейной деформационной модели, учитывающей диаграммы деформирования материалов, приближенных к реальным диаграммам. Результаты расчетов по данным методам имеют хорошее согласие с результатами экспериментальных исследований. Что же касается кососжимаемых фиброжелезобетонных

элементов, то в действующих нормах по сталефиброжелезобетонным конструкциям отсутствуют методики расчета на такой вид деформации.

На основании вышеизложенного, с учетом отмеченных проблем, для решения поставленной задачи об использовании фибрового армирования в конструкциях, работающих в условиях косога внецентренного сжатия, сформулированы следующие цель и задачи.

Цель и задачи исследования

Целью диссертационной работы является экспериментально-теоретические исследования напряженно-деформированного состояния и разработка практического метода расчета прочности коротких фиброжелезобетонных элементов на косога внецентренное сжатие.

Для достижения поставленной цели решались следующие *задачи*:

1. Исследовать прочностные и деформативные свойства сталефибробетона при простом (одноосном) напряженном состоянии.
2. Получить зависимости предельной растяжимости фибробетона и коэффициента k_{fbt} , учитывающего работу растянутого фибробетона на нисходящей ветви, от процента фибрового армирования в диапазонах, применяемых на практике.
3. Провести численные и физические эксперименты фиброжелезобетонных элементов в условиях косога внецентренного сжатия.
4. Получить зависимости напряжения в растянутой (менее сжатой) арматуре от эксцентриситетов приложения силы и от коэффициента армирования продольной арматуры.
5. Разработать метод расчета не гибких кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов по первой группе предельных состояний.

Объектом исследования являются короткие кососжимаемые фиброжелезобетонные колонны прямоугольного сечения при кратковременном нагружении.

Предметом исследования являются НДС и процессы трещинообразования и разрушения фиброжелезобетонных стоек при кратковременном косом сжатии.

Область исследования в соответствии с паспортом специальности ВАК 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, относится к области исследования, предусмотренного пунктом 3. Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых, восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности.

Научная новизна исследования заключается в следующем:

1. Получены зависимости для определения предельной растяжимости сталефибробетона и коэффициента k_{fbt} , учитывающего работу растянутого фибробетона на нисходящей ветви, от процента фибрового армирования в диапазонах, применяемых на практике.
2. Экспериментально доказана эффективность использования металлической фибры в железобетонных элементах, работающих в условиях косога внецентренного сжатия. Получены новые опытные данные о напряженно-деформированном состоянии и процессе трещинообразования и разрушения таких элементов.
3. Получена зависимость напряжения в растянутой (менее сжатой) арматуре от эксцентриситетов приложения силы и от коэффициента армирования продольной арматуры на основании результатов численного эксперимента.
4. Разработаны методы расчета по первой группе предельных состояний коротких кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов

с использованием реальных диаграмм деформирования материалов в сжатой и растянутой зонах, реализуемых с помощью нелинейного расчета, а также метода расчета, основанного на упрощенном представлении характера деформирования материалов, реализуемого ручным способом.

Теоретическая значимость работы заключается в разработке теоретических положений, алгоритмов и методов расчета, совокупность которых обеспечивает возможность получения характера напряженно-деформированного состояния кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов на различных стадиях, включая стадию предельных нагрузок.

Практическая значимость работы заключается в разработке практических рекомендаций по расчету, которые уже на данном этапе исследования нашли реальное применение в проектной практике ЗАО «Экспериментальный завод», Санкт-Петербург при проектировании опытной партии фиброжелезобетонных колонн, работающих в условиях косоугольного сжатия, что подтверждается актом о внедрении.

Методология и методы диссертационного исследования обеспечиваются использованием теоретических и экспериментальных данных, полученных отечественными и зарубежными учеными в области изучения железобетонных и фиброжелезобетонных конструкций, а также согласованием исходных положений с общепринятыми гипотезами и методами научных исследований, базирующихся на принципах строительной механики и современной теории железобетона.

Положения, выносимые на защиту:

1. Результаты экспериментальных исследований сталефибробетонных элементов с наиболее распространенными на современном рынке фибрами и наиболее применимым процентом армирования в условиях осевого сжатия и растяжения.

2. Результаты экспериментальных исследований железобетонных и фиброжелезобетонных стоек, работающих в условиях косога внецентренного сжатия.
3. Результаты численного эксперимента фиброжелезобетонных стоек, работающих в условиях косога внецентренного сжатия
4. Алгоритмы и методы расчета прочности фиброжелезобетонных элементов на основе нелинейной деформационной модели и по предельным усилиям.

Достоверность результатов исследования диссертационной работы обеспечивается применением стандартных методик испытаний, использованием метрологически аттестованного лабораторного испытательного оборудования и измерительных приборов, применением общепринятых гипотез и допущений, удовлетворительным согласием результатов экспериментальных и теоретических исследований.

Апробация работы

Результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались на всероссийских и международных конференциях:

- на 70-й научной конференции профессорско-преподавательского состава СПбГАСУ (2014 год, СПбГАСУ);
- на III конференции Международного конгресса «Актуальные проблемы современного строительства» (2014 год, СПбГАСУ);
- на 68-й международной научно-практической конференции студентов, аспирантов и молодых ученых «Актуальные проблемы современного строительства», посвященной 110-летию Хомуцецкого Н.Ф. (2015 год, СПбГАСУ);
- на 71-й научной конференции профессорско-преподавательского состава СПбГАСУ (2015 год, СПбГАСУ);

- на международной конференции «Долговечность, прочность и механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов». – Санкт-Петербург (2016 год, СПбГАСУ).

Публикации

Материалы диссертации опубликованы в 10 печатных работах, общим объемом 3,318 п.л., лично автором – 2,643 п.л., в том числе 4 работы опубликованы в изданиях, входящих в перечень ведущих рецензируемых научных журналов, утвержденный ВАК РФ.

Структура и объем диссертации

Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения, приложений, списка литературы из 159 наименований, в том числе 21 зарубежных источников. Работа представлена на 150 страницах, содержит 60 рисунков, 7 таблиц и 11 страниц приложения.

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И НАПРАВЛЕНИЕ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1 Методы расчета железобетонных конструкций, работающих в условиях косоугольного внецентренного сжатия

Условия эксплуатации зданий и сооружений на сегодняшний день настолько разнообразны, что большинство конструкций испытывают сложное напряженное состояние (косое сжатие, косоугольный изгиб, изгиб с кручением). Одним из видов сложных деформаций является косое внецентренное сжатие, как общий случай сжатия вообще. Такой вид деформации, характеризующийся смещением равнодействующей продольного усилия относительно обеих осей симметрии поперечного сечения элемента, испытывают большинство сжатых элементов строительных конструкций, а именно: колонны каркасных промышленных и гражданских зданий, диафрагмы, стены, стойки эстакад, мостов, бункерных и силосных сооружений и многие другие конструкции [26, 86].

Косое сжатие, помимо случаев, предусмотренных проектными эксцентриситетами, может возникнуть вследствие появления дополнительных эксцентриситетов и при новом строительстве и при реконструкции (смещение конструкций от проектного положения, устройство антресольных этажей, надстройка мансардных этажей, наращивание сечений отдельных конструкций и т.д.). Иногда эти эксцентриситеты приложения продольной силы и угол наклона плоскости действия момента имеют небольшое значение, тогда расчет допускается производить как с учетом лишь случайных эксцентриситетов или при плоском внецентренном сжатии. Но зачастую эти величины имеют весьма существенные значения, пренебрежение которыми может привести либо к излишнему расходу материалов, либо, напротив, к снижению надежности и даже к авариям.

Изучением работы железобетонных элементов, работающих на сложные виды деформаций, в т.ч. на косое сжатие, посвящен целый ряд работ отечественных и зарубежных ученых. С начала 30-х годов прошлого столетия такие исследования проводили В.И. Бабич [2, 3, 100], В.Н. Байков [5, 6], В.Я. Бачинский [7], Е.А. Блинников [13, 14], В.М. Бондаренко [15, 16], П.Ф. Вахненко [17– 26], С.И. Глазер [28, 29], И.И. Гольденблат и Э.Г. Ратц [31], А.С. Залесов [38, 85], В.И. Колчунов [44 – 46], Вл.И. Колчунов [47, 48], В.И. Клименко [24, 25, 42], В.С. Плевков [74, 75], К. Н. Ратушинский [88], А.В. Редкин [89], В.И. Римшин [16, 90, 91], Ю.М. Руденко [3, 21, 92], Д.Ю. Саркисов [95 – 97], Д.А. Семенов [98], С.Д. Семенюк [99, 100], Г.А. Смоляго [102], А.Г. Тамразян [114, 115], М.С. Торяник [86, 117 – 121], О.Н. Тоцкий [122], Улицкий И.И. [125], А.Х. Уначев [126, 127], В.С. Федоров [128, 129] и другие.

Вопрос о расчете железобетонных конструкций в условиях косого внецентренного сжатия был в широком объеме решен М.С. Торяником [86, 117 – 121] и его сотрудниками П.Ф. Вахненко [17 – 26], Ю.М. Руденко [3, 21, 92], В.И. Бабичем [2, 3, 100].

Впервые в СССР экспериментальные и теоретические исследования железобетонных элементов на косое внецентренное сжатие при кратковременном действии нагрузки были проведены М.С. Торяником в конце 1930-х годов. В начале 1950-х годов по результатам своих исследований М.С. Торяник разработал метод расчета кососжимаемых железобетонных элементов, в основе которого положен нормативный метод предельного состояния и следующие предпосылки:

- растягивающие усилия в элементах воспринимаются полностью продольной арматурой;
- влияние сопротивления растянутой зоны бетона на работу элемента не учитывается;

- напряжение в сжатой арматуре в расчетном предельном состоянии достигает величины R_{sc} ; в растянутой арматуре – R_s ;
- эпюра напряжений в сжатой зоне бетона – прямоугольная, напряжение в расчетном предельном состоянии достигает величины R_b ;
- дискретное расположение продольной рабочей арматуры по поперечному сечению элемента заменяется равнодействующими, приложенными в центре тяжести сжатой и растянутой арматуры (см. рис. 1.2).

Условия предельного равновесия записывались в виде трех уравнений: суммы проекций всех сил на продольную ось элемента и двух уравнений моментов относительно главных осей поперечного сечения.

В зависимости от приложения нагрузки при расчете кососжимаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения М.С. Торяник определил три возможных случая положения нейтральной линии: когда форма сжатой зоны имеет вид треугольника, четырехугольника или пятиугольника (рис. 1.1). Положение сжатой зоны характеризуется параметрами φ_1 , φ_2 , ξ_1 и ξ_2 . Сложностью данного расчета являлось вычисление этих коэффициентов.

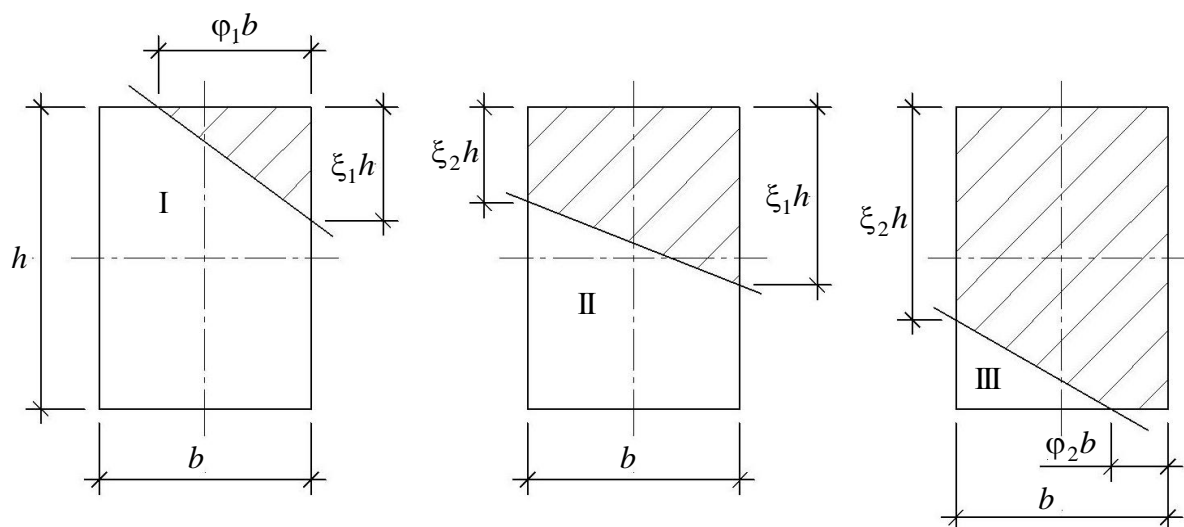


Рисунок 1.1 – Случаи положения нейтральной линии

П.Ф. Вахненко, основываясь на своих экспериментальных исследованиях [17, 19, 22, 23] и на исследованиях М.С. Торяника [118– 120], разработал таблицы, в которых геометрические величины, входящие в уравнения (1.1) – (1.4), были выражены через коэффициенты φ_1 , φ_2 , ξ_1 и ξ_2 . Также им были разработаны таблицы, с помощью которых можно было предварительно установить случай положения нейтральной линии [18].

Основные расчетные уравнения для косоугольного внецентренного сжатия прямоугольных элементов при случае больших эксцентриситетов [86]:

– сумма проекций всех сил на продольную ось элемента

$$\sum Z = 0: N = A_b R_b + A_s' R_{sc} - A_s R_s; \quad (1.1)$$

– сумма моментов всех сил относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей в растянутой (менее сжатой) арматуре перпендикулярно силовой плоскости

$$\sum M_{a-a} = 0: N \cdot e = A_b R_b z_b + A_s' R_{sc} z_s. \quad (1.2)$$

Вспомогательные уравнения для определения коэффициентов φ_1 , φ_2 , ξ_1 и ξ_2 :

– сумма моментов всех сил относительно оси, проходящей через точку приложения внешней нагрузки N перпендикулярно силовой плоскости

$$\sum M_{n-n} = 0: A_b R_b e_b + A_s' R_{sc} e' - A_s R_s e = 0; \quad (1.3)$$

– момент равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения (в бетоне и арматуре) относительно сил линии, проходящей через точку приложения равнодействующей в растянутой (менее сжатой) арматуре и продольной сжимающей силы N

$$\sum M_{A_s-N} = 0: tg\beta = \frac{x_s + e_x}{y_s + e_y} = \frac{(x_s + x_s') A_s' R_{sc} + (x_s + x_b) A_b R_b}{(y_s + y_s') A_s' R_{sc} + (y_s + y_b) A_b R_b}. \quad (1.4)$$

Геометрические параметры, входящие в уравнения (1.1) – (1.4) представлены на рисунке 1.2.

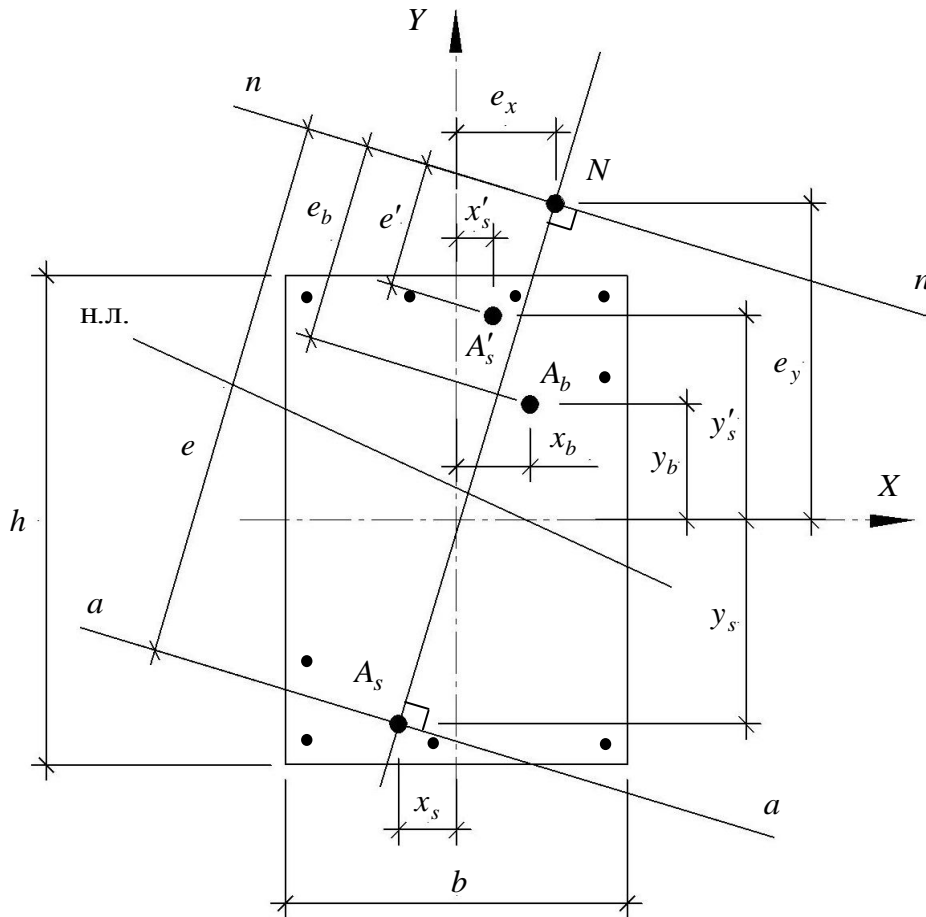


Рисунок 1.2 – Расчетное прямоугольное сечение железобетонного элемента.
Геометрические параметры

Для случая малых эксцентриситетов использовалась дополнительная, уже применяющаяся в то время, экспериментально-теоретическая зависимость для определения напряжения в растянутой (менее сжатой) арматуре при плоском сжатии:

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \times \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right), \quad (1.5)$$

где $\sigma_{sc,u}$ – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны; $\omega = \alpha - 0.008R_b$, для тяжелого бетона $\alpha = 0.85$, для легкого бетона $\alpha = 0.8$; $\xi_i = \frac{x}{h_{0i}}$ – относительная высота сжатой зоны бетона, где h_{0i} – расстояние от рассматриваемого i -го стержня до оси, параллельной нейтральной линии и проходящей через наиболее удаленную точку сжатой зоны.

С учетом полученных уравнений были построены номограммы [86], которые значительно облегчили вычисления.

Теоретические расчеты, проведенные по методу М.С. Торяника и П.Ф. Вахненко, показали удовлетворительное согласие с результатами их экспериментальных исследований.

На основании проведенных исследований [18, 121] было установлено, что разрушение кососжимаемых железобетонных элементов, как и в случае с плоским сжатием, происходит по двум схемам: по растянутой зоне (для больших эксцентриситетов) и по сжатой зоне (для малых эксцентриситетов или для элементов, переармированных растянутой арматурой). Граница между этими схемами определяется, исходя из зависимости

$$S_6 \leq \xi S_0, \quad (1.6)$$

где S_6 и S_0 – статические моменты сжатой зоны бетона и всего сечения относительно оси $a-a$ (рис. 1.2), проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре перпендикулярно силовой линии; ξ – отношение призмочной и кубиковой прочности бетона (для бетонов марки до 400 эту величину допускается принимать равной 0,8).

Следовательно, если соблюдается условие (1.6), то будет первый случай разрушения (случай больших эксцентриситетов). При невыполнении условия – случай малых эксцентриситетов.

Для ориентировочного определения схемы разрушения железобетонного элемента было получено неравенство

$$e_0 \geq 0,365 \times h_1, \quad (1.7)$$

где e_0 – эксцентриситет приложения нагрузки N относительно геометрического центра сечения элемента, h_1 – высота сечения элемента по направлению этого эксцентриситета.

При выполнении неравенства (1.7) для кососжимаемых железобетонных элементов характерен первый случай разрушения по растянутой зоне.

С.И. Глазер в своих работах рассматривал кососжимаемые железобетонные элементы прямоугольного сечения с симметричным армированием [28, 29]. В предлагаемом им расчете устранялись недочеты расчета по НиТУ 123-55 «Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций», использовались те же предпосылки, что и для расчета на обычное внецентренное сжатие. Несмотря на простоту такого расчета, он имел свои недостатки:

- симметричное армирование неэкономично, т.к. недостаточно используется сжатая зона бетона;
- равномерное расположение арматуры по всей длине сторон, пересекаемых нейтральной осью, приводит к недооценке несущей способности элемента, а также к недостаточному использованию арматуры, т.к. стержни, расположенные на нейтральной оси или вблизи нее, почти не будут работать.

В [17] Вахненко П.Ф. был предложен расчет кососжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения с несимметричным армированием. Данный расчет устранял вышеуказанные недочеты, особенно для элементов, нагруженных с большими эксцентриситетами. В рассматриваемой методике расчета учитывались положения СнИПа II-V.1-62. Рациональное количество сжатой арматуры определялось исходя из условия

$$S_{\sigma} = \xi S_0. \quad (1.8)$$

При $S_{\sigma} < \xi S_0$ сжатая арматура по расчету не нужна и ставится конструктивно.

В.И. Бабич [2, 3, 100], В.Я. Бачинский [7], Л.Н. Беспалов [7, 10, 11], В.И. Клименко [24, 25, 42], Ю.М. Руденко [3, 21, 92], С.Д. Семенюк [99, 100], А.Х. Уначев [126, 127] исследовали влияние гибкости на несущую способность кососжимаемых железобетонных элементов.

Первые экспериментальные исследования кососжимаемых гибких железобетонных колонн при кратковременном действии нагрузки провел

В.И. Бабич. Анализ экспериментальных данных показал, что условие (1.5), применяемое для разграничения случаев разрушения коротких кососжимаемых элементов, приемлемо и для разграничения случаев разрушения гибких кососжимаемых элементов. В своих исследованиях несущую способность гибких колонн он определял путем совместного решения уравнений прочности и уравнений деформаций методом последовательного приближения. Для уменьшения вычислительных работ в качестве уравнений прочности В.И. Бабич использовал уравнения и номограммы М.С. Торяника, уравнения и таблицы С.И. Глазера.

С.Д. Семенюк также для определения несущей способности гибких колонн использовал метод последовательного приближения [99]. На первоначальном этапе несущая способность N_1 определялась им по одной из методик расчета для жестких колонн при начальных эксцентриситетах. Затем по полученным зависимостям находились угол наклона нейтральной линии в предельном состоянии, прогиб колонны и расчетные эксцентриситеты, по которым пересчитывалась несущая способность N'_1 элемента. Во втором приближении прогиб определялся для среднеарифметического значения несущей способности $N_2 = \frac{N_1 + N'_1}{2}$. По новому значению прогиба пересчитывались расчетные эксцентриситеты и несущая способность N'_2 . Расчет прекращался, когда разница между заданной несущей способностью и вычисленной теоретически составляла 1÷2%. На основе предложенной методики расчета автором был составлен алгоритм определения несущей способности гибких колонн при косом внецентренном сжатии при кратковременном нагружении, по которому была разработана и реализована программа для ЭВМ. Предложенный метод был апробирован и оказался приемлемым при внецентренном и косом внецентренном сжатии элементов из обычного железобетона и керамзитожелезобетона.

В.И. Клименко [42] исследовал вопросы жесткости и деформативности гибких железобетонных стрижней при косом внецентренном сжатии.

Большое внимание уделялось изучению влияния работы растянутого бетона на участках между трещинами и над ними и неравномерности деформаций бетона на жесткость гибких кососжимаемых элементов. Эпюры нормальных напряжений принимались криволинейными и аппроксимировались квадратной параболой.

Л.Н. Беспалов [10] получил общее решение задачи устойчивости и устойчивой прочности гибкого железобетонного стержня при различных типах опирания на концах. При выводе уравнений состояния стержня жесткость принималась постоянной по всей длине равной жесткости наиболее напряженного сечения. На основании данных численного эксперимента предложен упрощенный способ расчета для гибких элементов, сжатых со случайными эксцентриситетами в одной и обеих плоскостях.

А.Х. Уначев изучал устойчивость кососжимаемых железобетонных колонн в условиях нелинейной ползучести бетона. На основе теоретических и экспериментальных исследований [126, 127] им была разработана и реализована программа расчета на ЭВМ для решения задач устойчивости и определения напряженно-деформированного состояния железобетонных колонн, сжатых с двусосным эксцентриситетом, при кратковременном и длительном нагружении. Для решения поставленной задачи использовался метод сеток. Использование предлагаемой автором методики расчета позволяло определить момент потери устойчивости и величину предела длительной устойчивости гибких кососжимаемых стержней. С помощью программы «ALAR_SL» на ЭВМ были определены значения коэффициента продольного изгиба φ_{kc} в случае косоугольного внецентренного сжатия, а также значения предела длительной устойчивости φ_{ls} для железобетонных стержней. Составлены таблицы, в которых эти коэффициенты даны в зависимости от различных типов стержней.

А.С. Залесов использовал для расчета железобетонных элементов на косоугольное внецентренное сжатие метод кривых взаимодействий [87]. Суть метода заключается в том, что предельные моменты по обеим осям X и Y связаны

для рассматриваемого сечения и продольной силы определенной зависимостью, которая характеризует предельное состояние сечения и может быть представлена в виде уравнения

$$f(M_{xu}^y, M_{yu}^x) = 0 \quad (1.9)$$

или в виде кривой взаимодействия (рис. 1.3), проходящей от точки с координатами $(M_{xu}, 0)$ до точки с координатами $(0, M_{yu})$.

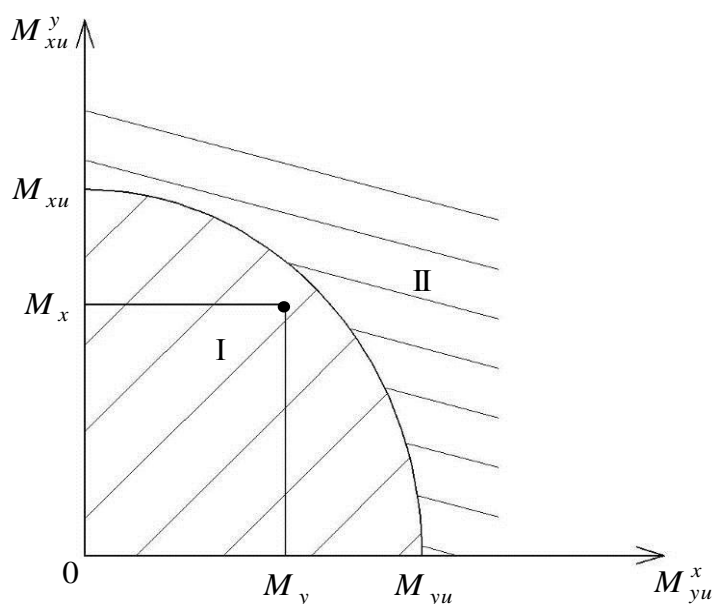


Рисунок 1.3 – Кривая взаимодействия для элемента, работающего на косое сжатие.

I – область обеспеченной прочности; II – область не обеспеченной прочности

Если точка с координатами (M_x, M_y) находится внутри области, ограниченной кривой взаимодействия и осями координат x и y , прочность сечения обеспечена, если вне этой области – прочность сечения соответственно не обеспечена.

Для сходных сечений были построены номограммы [87], позволяющие определять несущую способность кососжимаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения в зависимости от прикладываемого продольного усилия, армирования, размеров поперечного сечения, а также от класса бетона и арматуры.

Расчет на косо сжатие железобетонных элементов прямоугольного сечения с симметричным армированием на основе метода, разработанного А.С. Залесовым, приводится в пособии к СП 52-101-2003 [77].

В работе [147] приводятся диаграммы, которые охватывают расчет железобетонных элементов прямоугольных сечений от косо го изгиба до центрального сжатия. Эти расчетные диаграммы построены в форме октант в зависимости от расположения продольной арматуры по поперечному сечению элемента, величин приведенных моментов в обеих плоскостях симметрии (m_x, m_y) и приведенного нормального усилия n . По предложенным диаграммам подбирается площадь поперечного сечения арматурных стержней по формуле

$$A_s = \mu \frac{R_b}{R_s} bh \quad (1.10)$$

На рисунке 1.4 представлена одна из таких расчетных диаграмм.

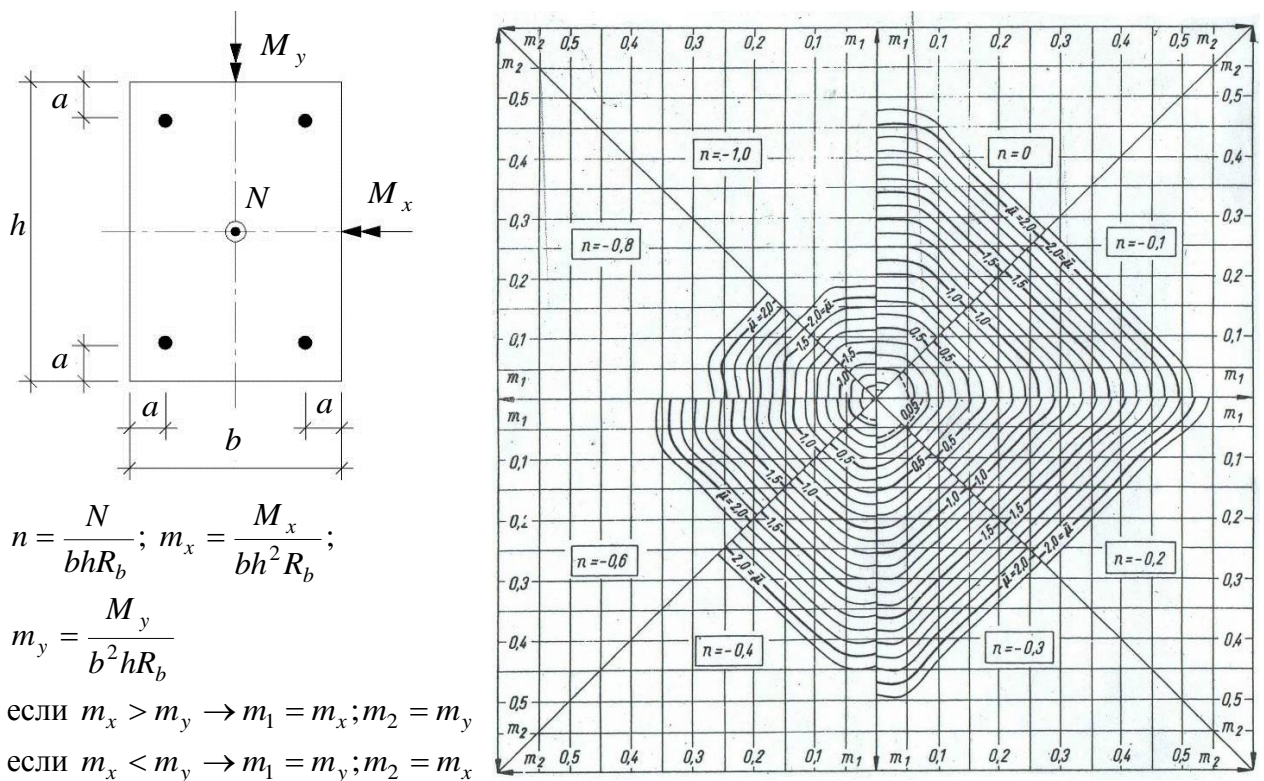


Рисунок 1.4 – Диаграмма для подбора арматуры при косо м изгибе/сжатии, плоском и центральном сжатии.

Блинников Е.А. [13, 14] на основе нелинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры разработал практическую методику определения жесткостных характеристик составных железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии. Данная методика позволяет определить реальную обобщенную жесткость таких элементов на любой стадии загрузки. В основу системы разрешающих нелинейных уравнений положена традиционная форма уравнений равновесия внутренних и внешних усилий, в которых внутренние усилия определяются численными методами (метод Симпсона или формулы прямоугольников, трапеций). С использованием предложенного варианта расчетной деформационной модели были построены алгоритмы и программы расчета для ПЭВМ для оценки деформативности и трещиностойкости и, как частного случая, прочности железобетонных элементов составного сечения с абсолютно жестким швом сопряжения при косом внецентренном сжатии.

Д.Ю. Саркисов исследовал прочность нормальных сечений железобетонных элементов при косом внецентренном статическом и кратковременно динамическом сжатии, растяжении и изгибе с использованием поверхностей относительного сопротивления. Поверхность сопротивления представляет собой выпуклую замкнутую в пространстве координат α_n , α_{mx} , α_{my} . Условия относительной прочности железобетонного элемента, описывающие данную поверхность, при кратковременном динамическом нагружении представлены в [97] в виде:

$$\alpha_n \leq \alpha_{nb} + \alpha_{ns}; \alpha_{mx} \leq \alpha_{mbx} + \alpha_{msx}; \alpha_{my} \leq \alpha_{mby} + \alpha_{msy},$$

где $\alpha_n = \frac{N(t)}{R_{bd}A}$ — относительная продольная сила от внешних воздействий;

$\alpha_{mx(y)} = \frac{M_{x(y)}(t)}{R_{bd}S_{x(y)}}$ — относительные изгибающие моменты от внешних

воздействий в плоскостях X и Y соответственно; $\alpha_{nb} = \xi = \frac{x}{h}$ и $\alpha_{ns} = \frac{\sum \sigma_{st}(t)A_{st}}{R_{bd}A}$ —

относительная продольная сила, воспринимаемая сжатой зоной бетона и

арматурой сечения соответственно; $\alpha_{mbx} = 4(\alpha_n - \alpha_n^2)$ и $\alpha_{mby} = 4\frac{b}{h}(\alpha_n - \alpha_n^2)$ – относительные изгибающие моменты, воспринимаемые сжатой зоны бетона в плоскостях X и Y соответственно; $\alpha_{msx(y)} = \frac{\sum \sigma_{st}(t) A_{st} y_{st}}{R_{bd} S_{x(y)}}$ – относительные изгибающие моменты, воспринимаемые арматурой сечения в плоскостях X и Y соответственно.

Предложенный автором метод доведен до программного продукта, позволяющего выполнить расчет железобетонных элементов прямоугольного, круглого и кольцевого сечений на статическое и кратковременное динамическое нагружение при любом сочетании продольных сил и изгибающих моментов двух плоскостей. Также позволяет рассматривать прочность и трещиностойкость нормальных сечений железобетонных элементов во всем диапазоне загрузки от центрального растяжения до осевого сжатия.

Действующие российские [106, 107] и Европейские нормы [141] рекомендуют вести расчеты железобетонных элементов на сложные виды деформаций на основе нелинейной деформационной модели железобетона с использованием аналитических зависимостей «напряжения–деформации» для сжатого бетона и арматуры. Большинство этих зависимостей предполагает использование компьютерных программ с реализацией их на ЭВМ. Вместе с тем расчеты на простые виды деформаций прямоугольных сечений железобетонных элементов с учетом аналитических зависимостей можно вести и ручным способом [32].

При расчете элементов на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элемента, учитываются следующие положения:

- учитывается гипотеза плоских сечений;

- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимают в виде диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры (рис. 1.5 – 1.7);
- сопротивление бетона растянутой зоны допускается не учитывать, принимая при $\varepsilon_{bi} \geq 0$ напряжения $\sigma_{bi} = 0$;
- переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяют с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению, условно разделяя нормальное сечение на малые участки. При косом внецентренном сжатии элемент разбивается по высоте и ширине сечения;
- напряжения в пределах малых участков принимают равномерно распределенными (усредненными).

В качестве расчетных диаграмм состояния бетона могут быть использованы криволинейные диаграммы, в том числе с ниспадающей ветвью (рис. 1.5), или кусочно-линейные: двухлинейные (рис 1.6,а) и трехлинейные (рис 1.6,б). В качестве расчетной диаграммы деформирования арматуры принимают двухлинейную диаграмму Прандтля для арматуры с физическим пределом текучести (рис.1.7,а), а для арматуры с условным пределом текучести – трехлинейную (рис.1.7,б), без учета упрочнения за площадкой текучести.

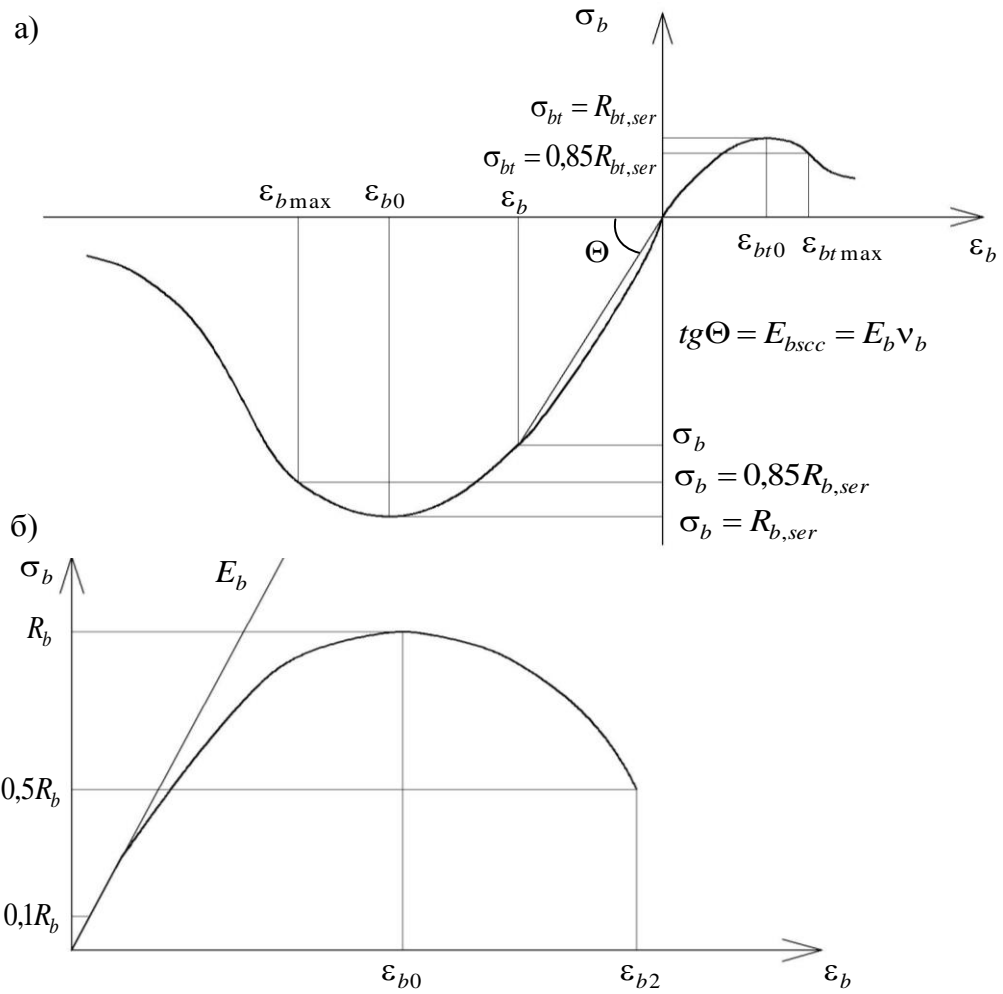


Рисунок 1.5 – Криволинейные диаграммы деформирования бетона
 а) по российским нормам [107]; б) по Европейским нормам [141]

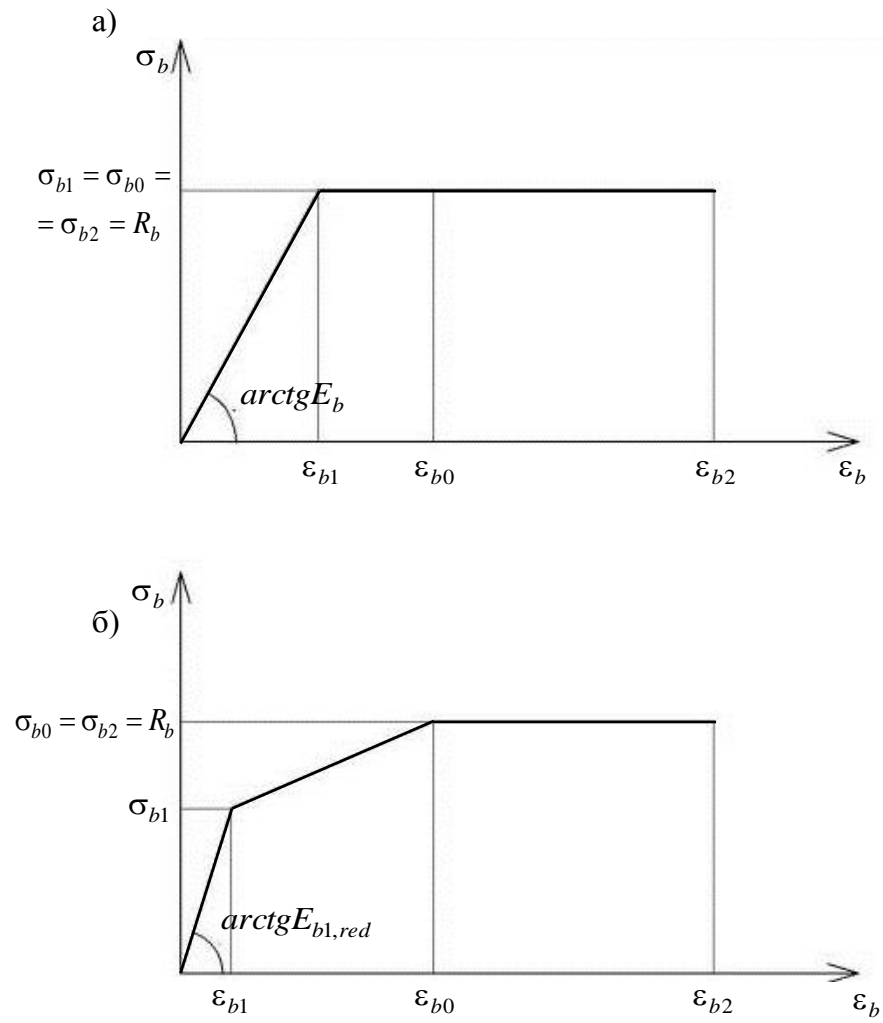


Рисунок 1.6 – Диаграммы состояния сжатого бетона по [106, 107]
а) двухлинейная; б) трехлинейная

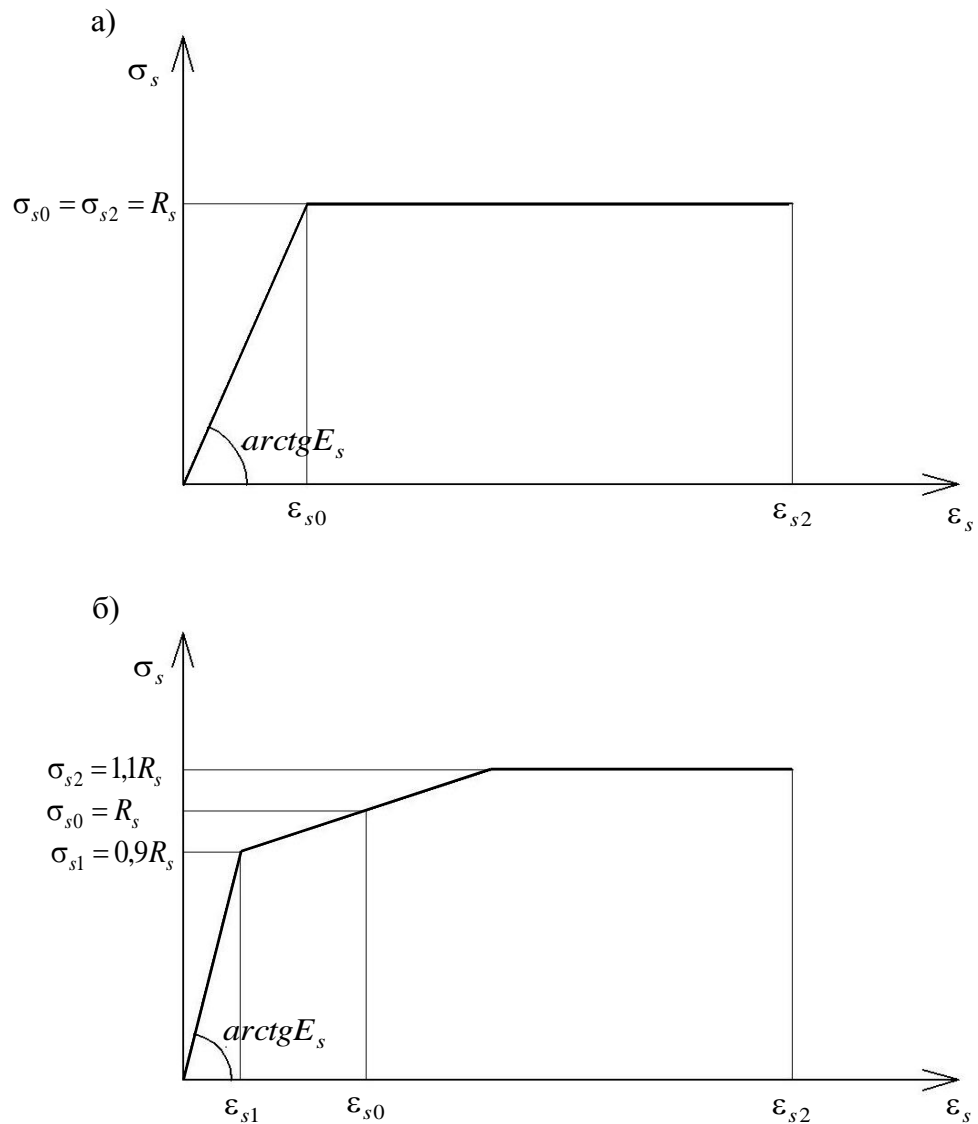


Рисунок 1.7 – Диаграммы состояния арматуры по [106, 107]
 а) двухлинейная; б) трехлинейная

Уникальность деформационной модели железобетона заключается в возможности адаптации основополагающих выражений к решению прикладных задач [123]:

- расчет конструкций при отсутствии и наличии предварительного напряжения арматуры;
- оценка жесткостных характеристик при установке жесткой арматуры;
- возможность расчета железобетонного элемента при произвольной форме поперечного сечения;

- учет неоднородности прочностных и жесткостных свойств бетона по расчетному сечению элемента (влияние неравномерной усадки, коррозия, замораживание бетона при твердении и наборе прочности и т. д.);
- возможность расчета элемента при сложных режимах нагружения, включая разгрузку, повторное нагружение, в т. ч. знакопеременное.

С помощью нелинейной деформационной модели можно производить расчеты железобетонных элементов на протяжении всего жизненного цикла конструкции.

Отличительной особенностью реализации расчета по деформационной модели является единство допущений, предпосылок и методики в целом при оценке несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации.

1.2 Особенности трещинообразования, деформирования и разрушения кососжимаемых железобетонных конструкций

По характеру разрушения кососжимаемые железобетонные элементы исследователи [2, 10, 19, 42, 99, 120, 126] разделяют на две группы. К первой группе относятся колонны, испытанные с относительно большими эксцентриситетами, ко второй – с относительно малыми эксцентриситетами.

К колоннам с относительно большими эксцентриситетами приложения нагрузки относятся колонны, разрушение которых начиналось с достижения предела текучести в одном, а потом и в других арматурных стержнях растянутой зоны, затем происходило расширение и углубление трещин, появление лещадок в сжатой зоне бетона и ее разрушение. Первые горизонтальные трещины в таких элементах появлялись в растянутой зоне при нагрузке $0,4 \div 0,6$ от разрушающей. С увеличением нагрузки наблюдалось появление новых трещин и раскрытие старых.

В колоннах, испытанных с малыми эксцентриситетами приложения нагрузки, горизонтальные трещины могут не возникать до момента разрушения. Разрушение таких образцов носит хрупкий характер, истощение несущей способности наступает вследствие разрушения сжатой зоны бетона. Напряжения в арматурных стержнях растянутой зоны этих элементов не достигает предела текучести.

Характер разрушения сжатой зоны бетона при малых и при больших эксцентриситетах аналогичен. Первым признаком является появление на наиболее сжатых гранях сечения малочисленных мелких чешуек. С ростом нагрузки эти чешуйки умножаются, объединяются в ломаные трещины и распространяются по всей большей площади сжатых граней. Наступает раздробление бетона, при этом глубина раздробления сжатой зоны в случае малых эксцентриситетов больше.

Экспериментальные исследования П.Ф. Вахненко и М.С. Торяника [19, 119, 120] показали, что деформации в железобетонных колоннах увеличиваются и перераспределяются по поперечному сечению не только с ростом нагрузки, но и при ее выдержке.

Предельная деформативность бетона в зависимости от его марки, процента армирования, величины эксцентриситетов и продолжительности испытания колебалась от $1,2 \times 10^{-3}$ до $4,16 \times 10^{-3}$. Увеличение перечисленных факторов способствовало росту предельной деформативности бетона.

В экспериментальных исследованиях П.Ф. Вахненко [22, 23] при увеличении нагрузки от $0,5N_p$ до N_p , где N_p – разрушающее усилие, наблюдалось смещение нейтральной оси в сторону уменьшения сжатой зоны бетона и небольшой поворот этой оси в сторону увеличения угла γ (рис. 1.8). Однако отмеченное изменение положения нейтральной линии сравнительно невелико. Максимальное уменьшение площади сжатой зоны бетона по экспериментальным данным составило чуть более 15%, при среднем

уменьшении 8,1%. Увеличение угла γ при увеличении прикладываемой нагрузки отмечается и в работах [2, 10, 99].

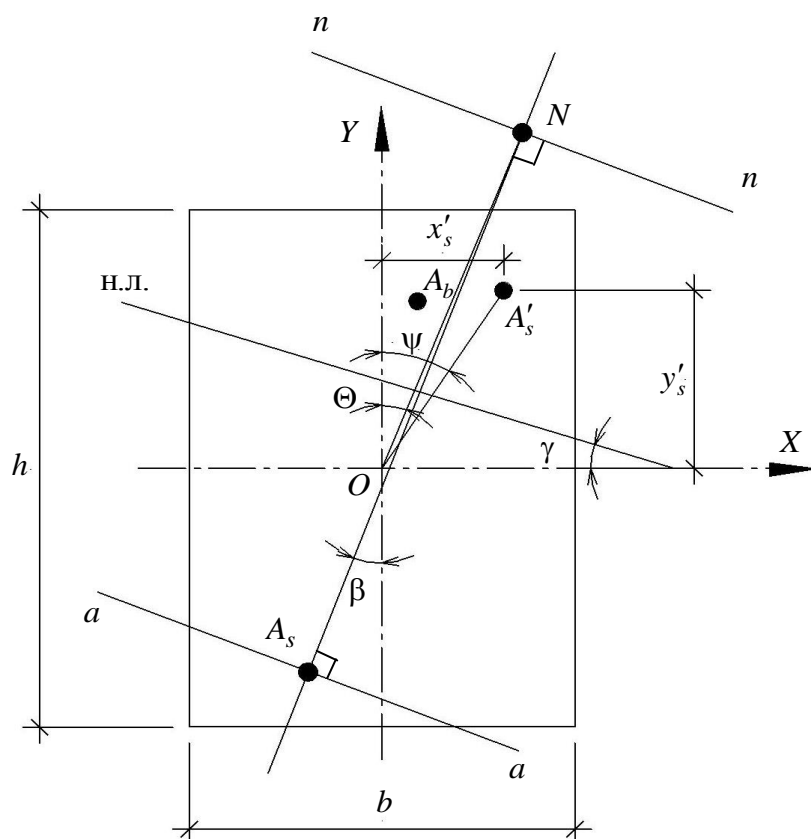


Рисунок 1.8 – Расположение на силовой линии точки приложения общей равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения

В исследованиях Л.Н. Беспалова, П.Ф. Вахненко, Ю.М. Руденко [10, 19, 23, 92] отмечается, что на несущую способность кососжимаемых элементов большое влияние оказывают угол наклона линии $O - N$ к оси симметрии сечения Y (угол Θ), положение нейтральной линии (величина угла γ), размещение сжатой арматуры (рис. 1.8). Так увеличение угла Θ с $7^\circ 40'$ до $28^\circ 00'$ приводит к снижению несущей способности элемента почти в два раза. В результате анализа экспериментальных данных [19, 23] был сделан вывод, что при $\Theta \leq 15^\circ$ рационально применение тавровых и двутавровых элементов, при $\Theta > 15^\circ$ – элементов прямоугольного сечения. Увеличение угла γ также приводит к снижению несущей способности. Таким образом, чем ближе проходит нейтральная линия, т.е. чем меньше угол γ , тем больше

несущая способность. На величину этого угла оказывает влияние расположения равнодействующей усилий в сжатой арматуре A_s . Чем больше угол ψ наклона линии, соединяющей точку A_s с геометрическим центром сечения, тем меньше угол γ , и, следовательно, больше несущая способность элемента. Максимальная несущая способность наблюдается при нейтральной линии, расположенной перпендикулярно силовой линии $A_s - N$.

В ходе экспериментальных исследований В.И. Бабича, П.Ф. Вахненко, С.Д. Семенюка [2, 19, 23, 99] было установлено эффективное положение арматурных стержней, обеспечивающее их полное использование. Так, использование арматурных стержней наблюдается при их удалении от нейтральной линии на расстояние не менее 0,4 расстояния до этой оси наиболее удаленного углового стержня соответствующей зоны. Было также установлено, что вследствие неравномерного нагружения некоторых стержней точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре проходит вблизи линии $O - N$, таким образом, силовая линия практически совпадает с геометрическим центром сечения O и $\Theta = \beta$. Следовательно, эту арматуру необходимо располагать так, чтобы ее центр тяжести совпадал с линией $O - N$. Тогда при соблюдении этих двух условий все стержни будут использованы полностью.

При испытании гибких железобетонных колонн, сжатых с двухосным эксцентриситетом [2, 10, 92, 99, 126], первые трещины так же, как и при испытании коротких стержней, появлялись вблизи середины длины опытных образцов. Вслед за образованием первой трещины происходило изменение соотношения перемещений в направлении осей OX и OY в сторону большего развития прогиба. В гибких образцах после снятия нагрузки наблюдается частичное закрытие нормальных трещин, а также некоторое уменьшение прогибов [124].

Анализом экспериментальных данных [2, 10, 99, 126] было подтверждено, что линия прогибов кососжимаемых колонн при различных уровнях загрузки довольно хорошо описывается полувошной синусоиды,

максимальное отклонение оси от синусоиды колебалось в пределах до 8% [126]. Также отмечается перпендикулярность линии прогибов нейтральной оси от начала приложения нагрузки вплоть до разрушения.

В работах В.И. Бабича и А.Х. Уначева [2, 126] при испытании гибких кососжимаемых колонн помимо смещения сечений опытного образца в процессе нагружения относительно начального положения в двух взаимно перпендикулярных направлениях наблюдался поворот этих сечений. Анализ экспериментальных данных показал, что угол поворота сечения незначительный, его величина не превышала 5% [126], с целью упрощения расчетов кососжатых элементов закручиванием стержня можно пренебречь.

Испытание колонн с разной гибкостью [99] показали, что арматура по сечению работает неравномерно. Если при внецентренном сжатии разрушение образца происходит вследствие достижения арматурой растянутой зоны предела текучести, то при косом внецентренном сжатии достижение предела текучести в наиболее растянутом стержне не означает достижение предельной несущей способности элемента. Происходит перераспределение внутренних усилий, и менее напряженные стержни более активно включаются в работу. Изменение угла наклона силовой линии существенно влияет на распределение напряжений в арматуре по сечению элемента. Так, при угле наклона силовой линии β до 10° деформации сжатой и растянутой арматуры примерно такие же, как и при внецентренном сжатии. При $\beta > 30^\circ$ можно наблюдать, что некоторые слабонагруженные растянутые стержни при увеличении нагрузки, в результате смещения нейтральной оси, переходят в сжатую зону.

Измерение деформаций бетона гибких кососжимаемых колонн [2, 126] после приложения нагрузки и после выдержки показало, что пластические деформации в бетоне сжатой зоны развиваются даже при малых нагрузках. Интенсивное приращение пластических деформаций наблюдалось при

уровне загрузки, равном $0,4 \div 0,5$ от разрушающей нагрузки. Переход в предельное состояние был плавным, без скачков.

Также в ходе экспериментальных исследований [2, 19, 42, 99] коротких и гибких железобетонных стоек на косо внецентренное сжатие было установлено, что форма эпюры напряжений бетона в сжатой зоне сечения в предельном состоянии близка к прямоугольной.

В [67] авторами рассматривается задача определения коэффициента ψ_a , учитывающего работу бетона между трещинами, и коэффициента ψ_b , учитывающего неравномерность деформации сжатого бетона, для кососжимаемых и косоизгибаемых элементов. Целью эксперимента было получить зависимости между этими коэффициентами и видом напряженного состояния (косой изгиб или косо сжатие), уровнем загрузки, процентом армирования, классом арматурной стали и маркой бетона, величинами эксцентриситета и углом наклона силовой плоскости. Для этого были испытаны на косо внецентренное сжатие и косо изгиб образцы балок и колонн прямоугольного и таврового сечения. По полученным экспериментальным данным для всех образцов были построены эпюры распределения деформаций в растянутой арматуре и в сжатом бетоне по длине элемента при всех ступенях загрузки и графики зависимости коэффициентов ψ_a и ψ_b от степени загрузки. Результаты анализа установленных зависимостей позволили авторам сделать вывод об отсутствии закономерной связи ψ_a и ψ_b от вышеперечисленных факторов. Лишь незначительно эти коэффициенты зависели от уровня загрузки. В связи с этим авторы рекомендуют при расчете жесткости косоизгибаемых и кососжимаемых железобетонных элементов принимать значения $\psi_a = 0,9$ и $\psi_b = 0,7$ при кратковременном нагружении, что значительно упрощает вычисления.

1.3 Дисперсно-армированный бетон (фибробетон)

1.3.1 Прочностные и деформативные свойства фибробетона

Фибробетон представляет класс композиционных материалов, состоящий из бетона-матрицы и специально изготовленных волокон – фибр.

Наличие в бетонах фибровых волокон увеличивает трещиностойкость и тормозит развитие трещин. В результате возрастает упругость, пластичность материала, разрушение элементов становится более вязким. При достижении разрушающей нагрузки, как правило, сохраняется цельность фибробетонных элементов в отличие от бетонных.

Благодаря своим преимуществам, а именно высоким показателям прочности на сжатие, изгиб, растяжение, повышенной трещиностойкостью, ударопрочностью, жесткостью фибробетоны нашли применение в разных отраслях строительства: в транспортном, гражданском, промышленном, гидротехническом. В России и зарубежных странах фибробетоны эффективно используются в покрытиях аэродромов, железных и автодорог [43, 66, 142, 143, 145, 159], при строительстве мостов и тоннелей [93, 94, 153], при изготовлении свай [53], в фундаментах под оборудование ударного и динамического действия, в тонкостенных элементах [55, 56], в несъемной опалубке [53, 94], в конструкциях специального назначения, резервуаров, в фундаментных плитах и стенах подвала [151, 154], в различных конструкциях из торкретбетона [139, 155].

Впервые экспериментальные исследования бетонов на сжатие с введенными в него железными волокнами были проведены В.П.Некрасовым в начале 20-го века. В своих опытах В.П. Некрасов установил, что достаточно ввести в бетон 1% железа в «свободных связях», как он называл фибровые волокна, чтобы сопротивляемость бетона сжатию возросла в 2 раза, а вместе с тем увеличились и расчетные нагрузки [65]. В 1909 году В.П.Некрасовым был получен первый в мире патент на фибробетонную конструкцию.

В 1910 году Г.Ф. Портер получил восьмикратное увеличение механических характеристик бетона при введении в него отрезков проволоки или гвоздей [152]. А в 1914 году В. Финклин получил патент на бетон для дорожных покрытий, в который с целью увеличения трещиностойкости и износостойкости добавлялись металлические включения «извилистой формы» [144].

Но лишь с середины 20-го века широкое развитие получают исследования по разработке фибробетонов и методов расчета конструкций из такого материала. С 60-ых годов прошлого столетия изучением физико-механических характеристик фибробетона занимались многие отечественные и зарубежные ученые, благодаря которым получен обширный опыт применения этого материала в различных конструкциях. Среди них В.В. Билозир [12], Г.В. Гетун [27], И.А. Джавахашвили [36], А.Н. Куликов [50], Л.Г. Курбатов [51– 58], И.А. Лобанов [59, 60], В.И. Морозов [62 – 64], Э.К. Опбул [64, 68], А.П. Павлов [70, 71], С.Ф. Подшивалов [76], Ю.В Пухаренко. [79 – 81], Ф.Н. Рабинович [82 – 84], В.И. Соломин [105], Г.Г. Степанова [109], К.В. Талантова [110 – 112], О.Н. Хегай [131], А.О. Хегай [132, 133], Foster S.L. и Attard M.M. [146], Griffith A.A. [148], Hsu C.T.T. и Hsu L.S.M. [149], Serkan T. и Cengiz D. [140, 156] и другие.

При изготовлении фибрового волокна применяют различные металлические и неметаллические материалы (сталь, стекло, базальт, углерод полипропилен, алюминий). В настоящее время в основном используются стальные, стеклянные волокна и волокна на основе полипропилена. Также в последние годы получает распространение аморфнометаллическая фибра, которую получают методом закалки расплавленного металла с различными легирующими добавками [72, 73].

В зависимости от исходного материала диаметр фибрового волокна может быть от 5 мк до 0,4 мм. По форме поперечного сечения встречаются фибры круглые, квадратные, плоские и профилированные.

Наибольшее применение в несущих конструкциях получила стальная фибра, модуль упругости которой раз в 6 превосходит модуль упругости бетона.

По данным различных исследователей [1, 27, 36, 49, 50, 51, 54, 59, 70, 71, 76, 83, 109, 111, 124, 131] правильно приготовленный сталефибробетон по сравнению с неармированным бетоном имеет ряд преимуществ:

- увеличение прочности при сжатии до 25%, а в некоторых случаях до 30÷50% [27, 50, 111];
- увеличение прочности при осевом растяжении в 1,5÷4 раза;
- увеличение прочности на растяжение при изгибе в 2,5÷4 раза;
- увеличение сопротивление удару в 3÷4 раза;
- увеличение прочность на срез в 1,5÷2 раза;
- увеличение модуля упругости до 20%;
- увеличение предельной растяжимости в 2÷17 раз;
- увеличение предельной сжимаемости до 1,5÷2,3 раза;
- увеличение трещиностойкости в 2÷3 раза;
- увеличение морозостойкости в 2÷2,5 раза.

Характер разрушения фибробетона зависит от соотношения долей участия фибр и бетона в восприятии нагрузки. Доля участия фибр зависит от качества сцепления фибр с бетоном-матрицей, размера фибрового волокна, отношения l_f/d_f (где l_f – длина фибр, d_f – их диаметр) и объемного содержания фибр в бетоне (μ_f). Доля участия бетона оценивается его прочностью(на растяжение/ сжатие).

При растяжении выделяют два характерных вида разрушения фибробетона [50]:

1. При хорошем сцеплении фибр с бетоном и большом содержании фибровых волокон с наступлением предельных напряжений бетон выходит из работы, и

разрушающая нагрузка определяется только активной составляющей фибр $N_{a.f}$. Условие прочности записывается в виде:

$$N_{разр} \leq N_{a.f}$$

2. При слабом сцеплении и небольшом содержании фибр резкий выход бетона из работы приводит к увеличению напряжения в фибрах и их выдергиванию из бетона. Условие прочности записывается в виде:

$$N_{разр} \leq N_{б} + N_{a.f}$$

Значительную долю влияния на прочностные свойства фибробетона оказывает сцепление фибры с бетоном-матрицей.

В результате исследований характера сцепления стальных фибр с мелкозернистым бетоном [59, 84, 105, 109, 110] было выявлено следующее:

- фибры, имеющие периодический профиль или отгибы (анкера) на концах, в 6-8 раз эффективнее по сцеплению, чем гладкие;
- эффективность гладких фибр по сцеплению с бетоном возрастает по гиперболической зависимости с уменьшением отношения l_f/d_f в пределах $40 \leq l_f/d_f \leq 120$;
- эффективность анкеров на концах фибр из низкоуглеродистой проволоки выше, чем в фибрах из высокопрочной проволоки;
- увеличение длины волокон повышает их анкерующую способность в бетоне, но при этом снижается качество смеси из-за трудности ее формования;
- при слабом сцеплении, когда нормативная прочность бетона на срез меньше силы сцепления фибры с бетоном, разрушение происходит по бетону, фибра выдергивается из тела бетона вместе с тонким его слоем, прилегающим к ее поверхности. Тогда при расчете выдергивание фибр из бетона принимается не по поверхности сцепления, а по срезу бетона;

- при хорошем сцеплении, когда нормативная прочность бетона на срез больше силы сцепления, происходит разрыв фибр.

В большинстве случаев разрушение сталефибробетонных элементов происходит из-за нарушения сцепления между фибровыми волокнами и бетоном-матрицей. Данное обстоятельство не позволяет полностью использовать прочностные характеристики фибры и материала в целом.

Предотвратить нарушение сцепления можно либо, используя фибры с достаточной длиной анкеровки, либо увеличив прочность их сцепления с бетоном.

Увеличение прочности сцепления фибровых волокон с бетоном-матрицей можно достигнуть, используя механическую обработку поверхности фибр (создание периодического профиля, создание анкеров на концах проволок), окисление при $t=600^{\circ}\text{C}$, нанесение полимерных покрытий [108].

Увеличение сцепления можно достигнуть применением высокопрочной проволоки, что также приведет к улучшению прочностных характеристик фибробетона.

На прочностные свойства фибробетона влияет множество факторов: состав бетона, В/Ц, вид фибры, отношение l_f/d_f , объемное содержание фибры в бетоне μ_f .

Исследования [50, 68, 84, 109, 132, 138] показали, что использование фибровых волокон целесообразнее в мелкозернистых бетонах, чем с крупным заполнителем. Наличие крупного заполнителя в объеме более 20÷25% приводит к некоторому снижению прочностных свойств фибробетона.

Из опытов Shah и Rangan [157] следует, что соотношение l_f/d_f оказывает существенное сопротивление фибробетона после

трещинообразования, при этом длина фибры имеет малое влияние на прочность при растяжении. Увеличение длины фибровых волокон повышает их анкерующую способность в бетоне, но это приводит к снижению качества бетонной смеси из-за трудности перемешивания волокон в бетоносмесителе. Исходя из технологических условий, было подобрано оптимальное соотношение $l_f/d_f = 100$ [50, 84]. При таком соотношении предельное содержание фибр, которое удается ввести в бетонную смесь при обычных способах перемешивания, составляет $\mu_f = 1,5 \div 2\%$.

Snyder и Lankard в своей работе [158] установили, что на прочность фибробетона существенно влияет В/Ц. В растворах с $\mu_f < 2\%$ достаточным является В/Ц=0,45. С повышением содержания фибрового армирования до $\mu_f = 3 \div 4\%$ требуется увеличение В/Ц до 0,5 во избежание ухудшения прочностных характеристик из-за неравномерного распределения фибр и наличия пустот в растворе.

1.3.2 Экспериментально-теоретические исследования прочности фиброжелезобетонных элементов в условиях сложных деформаций

В работах Serkan T., Cengiz D., Hsu C.T.T., Hsu L.S.M., Foster S.L., Attard M.M., Junior L.H.S., Giongo J.S. [140, 146, 149, 150, 156] приведены исследования кососжимаемых колонн из высокопрочного бетона и сталефибробетона. Главной целью в данных исследованиях было изучение характера напряженно-деформированного состояния колонн из высокопрочного бетона с добавлением стальных волокон при центральном, внецентренном и косом сжатии. Авторами работ было заключено, что добавление стальных волокон в бетон предотвращает скалывание защитного слоя колонн, увеличивает их прочность, улучшает пластичность и схватываемость бетона.

В работах Serkan Tokgoz и Cengiz Dundar [140, 156] приведены экспериментальные исследования фиброжелезобетонных колонн из высокопрочного бетона, испытанных на косое внецентренное сжатие, для случая больших эксцентриситетов. Колонны имели сечение 125×125 мм длиной 850 и 1350 мм, армировались четырьмя продольными стержнями диаметром 8 мм с пределом текучести арматуры 550 МПа. Поперечное армирование было выполнено из арматуры диаметром 6 мм и пределом текучести 630 МПа с шагом 100 мм. В качестве фибры использовалась стальная фибра RC 65/35 длиной 65 мм, диаметром 0,35 мм, плотностью 7850 кг/м^3 . Процент армирования волокнами изменялся от $\mu=0,3 \%$ до $\mu=1\%$.

Авторами было отмечено, что разрушение железобетонных колонн происходило мгновенно, по типу взрыва, разрушение фиброжелезобетонных образцов носило более пластичный характер. Первоначальные трещины появлялись на растянутых гранях в направлении перпендикулярном к оси колонны при нагрузке $50 \div 60\%$ от разрушающей. После достижения максимальной нагрузки основная трещина разрыва появлялась на растянутой грани, затем происходило раздробление бетона сжатой зоны. В фиброжелезобетонных колоннах ширина раскрытия трещин была меньше по сравнению с железобетонными колоннами, также было отмечено меньшее скалывание защитного слоя бетона.

Экспериментальные кривые « σ – ε » показали повышение пикового напряжения при добавлении стальных волокон. При этом с увеличением процента фибрового армирования наблюдалось увеличение наклона нисходящей ветви и рост пикового напряжения. Авторами также отмечено повышение пластичности, схватываемости, вязкости и трещиностойкости при введении в высокопрочный бетон стальных волокон.

На основании экспериментов Serkan T. и Cengiz D. [140, 156] разработали теоретическую модель расчета кососжимаемых элементов

из высокопрочного фибробетона с учетом нелинейного поведения материалов.

Поперечное сечение сжатого фибробетона разбивается на полосы одинаковой высоты параллельно нейтральной оси. Растянутый фибробетон в расчете не учитывается. Деформации в любой точке поперечного сечения предложено находить по следующей зависимости:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_{f_{bu}} \left[\left(\frac{y_i}{c} + \frac{x_i}{a} \right) - 1 \right],$$

где a и c – расстояния, указанные на рисунке 1.9; $\varepsilon_{f_{bu}}$ – максимальная относительная деформация фибробетона при сжатии.

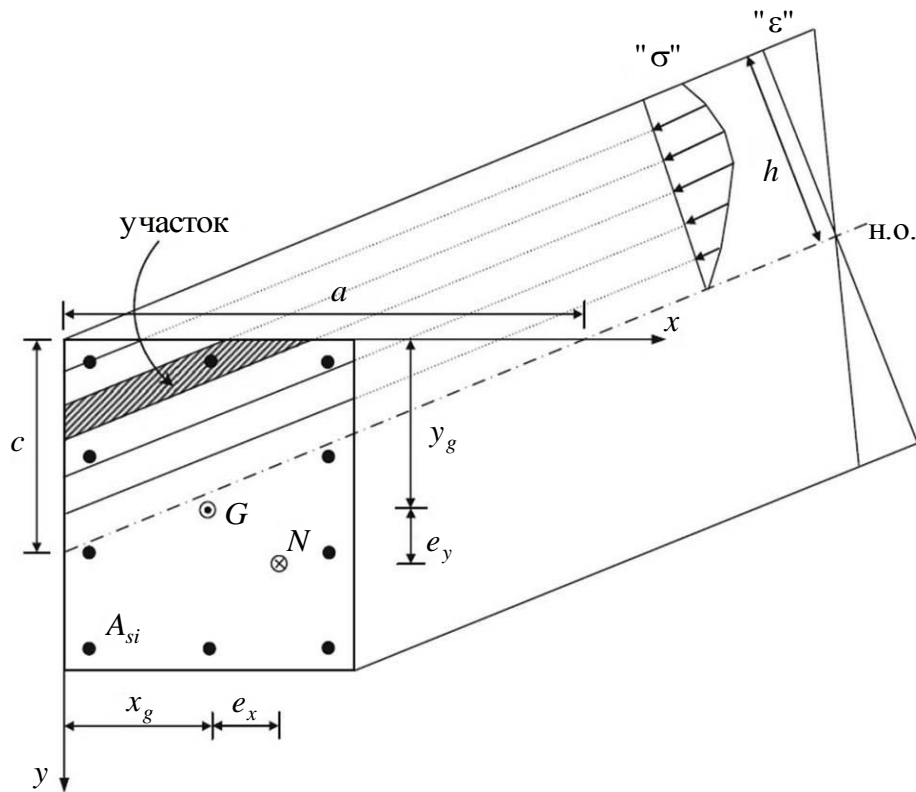


Рисунок 1.9 – Поперечное сечение колонны

Разрушающее усилие находится из решения системы трех уравнений равновесия:

$$N = \sum_k^t A_{ck} \sigma_{ck} - \frac{A_{st}}{n} \sum_i^n \sigma_{si}, \quad (1.11)$$

$$M_x = \frac{A_{st}}{n} \sum_i^n (y_i - y_g) \sigma_{si} - \sum_k^t A_{ck} \sigma_{ck} (y_{ck} - y_g), \quad (1.12)$$

$$M_y = \frac{A_{st}}{n} \sum_i^n (x_i - x_g) \sigma_{si} - \sum_k^t A_{ck} \sigma_{ck} (x_{ck} - x_g), \quad (1.13)$$

где A_{ck} – площадь участка бетона (полоса разбиения); $(x_{ck}; y_{ck})$ – координаты центров тяжести каждого участка; σ_{ck} – сжимающее напряжение бетона в центре тяжести k -го участка; A_{st} – общая площадь арматурных стержней в пределах поперечного сечения; t и n – количество участков бетона в зоне сжатия и общее количество арматурных стержней соответственно; σ_{si} – напряжение i -го арматурного стержня; x_i и y_i – координаты i -го арматурного стержня; x_g и y_g – координаты центра тяжести сечения; k и i – указанная область координаты центра тяжести k -го и i -го участка бетона соответственно.

Алгебраические уравнения (1.11) – (1.13) решаются на основе итерационного метода Ньютона-Рафсона. Уравнения (1.12) и (1.13) решаются для параметров нейтральной оси (a , c). После нахождения этих параметров предельная величина усилия определяется из уравнения (1.11).

На основе экспериментально-теоретических исследований [140, 156] была разработана компьютерная программа. В компьютерном анализе максимальные деформации сжатого фибробетона были ограничены величиной $4,5 \times 10^{-3}$ относительных единиц. Сравнение теоретических и экспериментальных данных дало хорошую степень согласия.

Недостатком данного метода расчета является то, что авторы не учитывают работу растянутой зоны фибробетона, тем самым внося погрешность в результаты расчета. По данным российских ученых наличие фибры в растянутой зоне при определенном проценте армирования влияет на прочность, повышая ее, т.е. в случаях достижения определенного содержания фибры необходимо учитывать ее работу на всем жизненном цикле конструкции.

В работе [8] исследуется работа фиброжелезобетонных элементов на совместное воздействие кручения с изгибом. Для изучения таких элементов были изготовлены прямоугольные железобетонные и фиброжелезобетонные

балки размерами 1200×180×120 (мм), армированные поперечными замкнутыми хомутами из арматуры В500 \varnothing 6 мм и продольной арматурой А400 \varnothing 10 мм. Схема армирования представлена на рисунке 1.10.

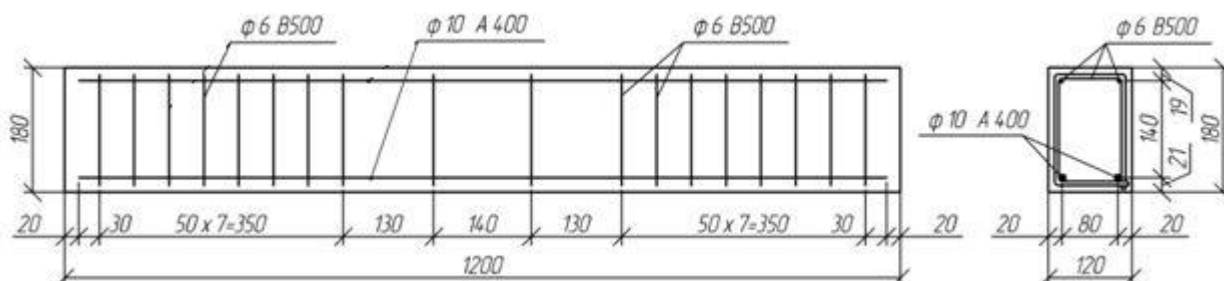


Рисунок 1.10 – Схема армирования опытной балки

В качестве фибрового армирования использовалась стальная проволочная фибра «Танис». Процент фибрового армирования был принят 1,5% и 3,0%.

В результате экспериментальных исследований автором было заключено, что использование фибрового армирования увеличивает эффективность работы фиброжелезобетонных конструкций в условиях кручения с изгибом за счет повышения трещиностойкости, прочности, пластичности. Также автором отмечены меньшая ширина раскрытия трещин и меньший их шаг в фиброжелезобетонных элементах по сравнению с железобетонными. В результате экспериментов обнаружено существенное (до 1,5 раз) повышение несущей способности фиброжелезобетонных балок по сравнению с железобетонными образцами. Данное обстоятельство обуславливает необходимость учета работы фибр в растянутых зонах, что не обнаруживается в работах иностранных ученых.

На основе методов математического анализа в [8] получено выражение, описывающее поверхность разрушения, с учетом которого разработана практическая методика расчета фиброжелезобетонных конструкций, подверженных совместному воздействию кручения с изгибом. Теоретические

результаты расчета по данной методике имеют удовлетворительное согласие с выполненными экспериментами.

Выводы по первой главе

Анализ экспериментально-теоретических исследований работ по кососжимаемым железобетонным и фиброжелезобетонным элементам позволил сделать следующие выводы:

1. В зависимости от приложения нагрузки при расчете кососжимаемых железобетонных элементов возможны три случая положения нейтральной линии: когда форма сжатой зоны имеет вид треугольника, четырехугольника или пятиугольника.
2. Разрушение таких элементов, как и при плоском внецентренном сжатии, происходит по двум схемам: по растянутой зоне (для больших эксцентриситетов) и по сжатой зоне (для малых эксцентриситетов или для элементов, переармированных растянутой арматурой). Ориентировочно схема разрушения элемента может определяться по неравенству (1.6).
3. На несущую способность кососжимаемых железобетонных элементов оказывают основное влияние положение нейтральной линии; угол наклона линии, соединяющей точку приложения силы с геометрическим центром элемента; размещение сжатой арматуры.
4. В действующих нормативных и научно-технических источниках нет единообразия в подходе к построению расчета кососжимаемых железобетонных элементов;
5. Использование стальной фибры в железобетонных элементах меняет их характер разрушения, делая его более пластичным, а также увеличивает трещиностойкость, прочность этих элементов;
6. В экспериментально-теоретических исследованиях кососжимаемых фиброжелезобетонных конструкций, встречающихся в зарубежной литературе, при построении метода их расчета не учитывается растянутая

зона фибробетона, что приводит к определенной погрешности в оценке несущей способности элементов.

7. В рассмотренной литературе отсутствует информация по расчету кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов с использованием нелинейной деформационной модели.

В существующих российских нормативных документах по фиброжелезобетонным конструкциям [108] отсутствует методика расчета кососжимаемых элементов. Приведенные выше варианты расчета отечественных и зарубежных ученых не могут быть непосредственно использованы в практике проектирования фиброжелезобетонных конструкций при косом внецентренном сжатии, поскольку не учитывают ряд важных факторов, особенности трещинообразования, характер деформирования и разрушения таких конструкций.

В связи с этим дальнейшие исследования направлены на анализ работы кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов и разработку метода расчета и алгоритма расчетной методики таких элементов.

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА ПРИ СЖАТИИ И РАСТЯЖЕНИИ

Сжатые, в том числе и кососжимаемые элементы, зачастую подвержены внезапному хрупкому разрушению, что создает определенные проблемы для широкого применения высокопрочного бетона в конструкциях гражданских, промышленных зданий и сооружений. Одним из способов увеличения вязкости работы материала, наряду с другими положительными свойствами, является использование дисперсного армирования, в частности, стальными фибрами. Имеющиеся в литературе результаты экспериментальных исследований элементов, работающих в условиях сложных деформаций, недостаточно полно отражают специфику поведения таких конструкций, что затрудняет разработку методов их расчета. Анализ результатов исследований приведенных выше в обзорной главе свидетельствует о целесообразности подхода к разработке методов расчета с экспериментально-теоретических позиций. В связи с этим, для разработки расчета фиброжелезобетонных элементов, работающих на косое сжатие, необходимо получение опытных диаграмм деформирования материалов, предельной сжимаемости и растяжимости фибробетона.

В данной главе представлены результаты экспериментальных исследований физико-механических свойств фибробетона при простом (одноосном) напряженном состоянии.

2.1 Испытание образцов на сжатие

Для определения прочности бетона и фибробетона на сжатие было испытано по 18 бетонных и фибробетонных кубов размерами 100×100×100 мм и по 12 бетонных и фибробетонных призм размерами 100×100×400 мм.

Для изготовления образцов использовался портландцемент марки М400. Водоцементное отношение составило $V/C = 0,45$; $C/P = 2,6$.

Для лучшей удобоукладываемости смеси использовалась добавка в виде пластификатора GLENIUM ACE 30, который дозировался 0,4 % от массы цемента.

В качестве фибрового армирования была принята стальная проволочная фибра ФСВ-А-0,3/30 (фибра стальная высокоуглеродистая). Выбор данной фибры обусловлен ее доступностью на рынке, оптимальным отношением длины фибры к ее диаметру ($l_f/d_f = 100$). Исходя из результатов работ [8, 133, 134], рациональный коэффициент фибрового армирования принят $\mu = 2,0\%$. Длина фибры – 30мм, диаметр – 0,3мм. Для лучшего сцепления с бетоном-матрицей фибра на концах имела анкера (рис.2.1). Расход материалов на 1 м^3 приведен в Приложении А. Характеристика фибр представлена в Приложении Б.



Рисунок 2.1 – Общий вид фибры

Изготовление и испытания образцов производилось в лабораториях СПбГАСУ.

Экспериментальная схема образцов представлена на рисунке 2.2. Для измерения деформаций использовались электромеханические тензометры “Аистова” на базе 100 мм.

Результаты испытаний представлены на рисунках 2.3-2.6.

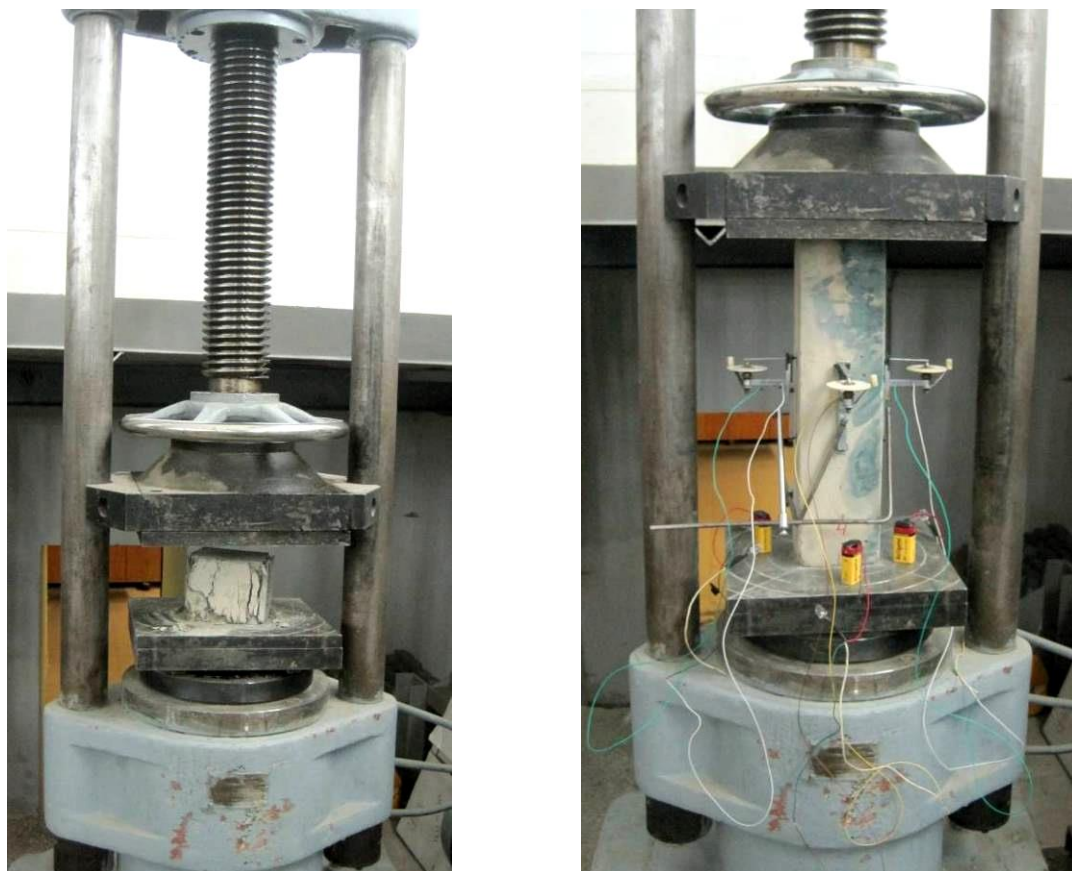


Рисунок 2.2 – Пресс для испытаний призм и кубов на сжатие

Кубиковую прочность бетона-матрицы и фибробетона-матрицы определяли по ГОСТ 10180-2012 [33].

При разрушении фибробетонных образцов форма куба сохранялась (рис. 2.3), при этом образовывались трещины, примыкающие к боковым граням образца. Заметим, что вновь и было подтверждено экспериментом, разрушение бетонных кубов носило классический характер. Кубы после разрушения имели форму двух усеченных пирамид, обращенных друг к другу вершинами (рис. 2.4).



Рисунок 2.3 – Фибробетонные кубы после испытания на сжатие

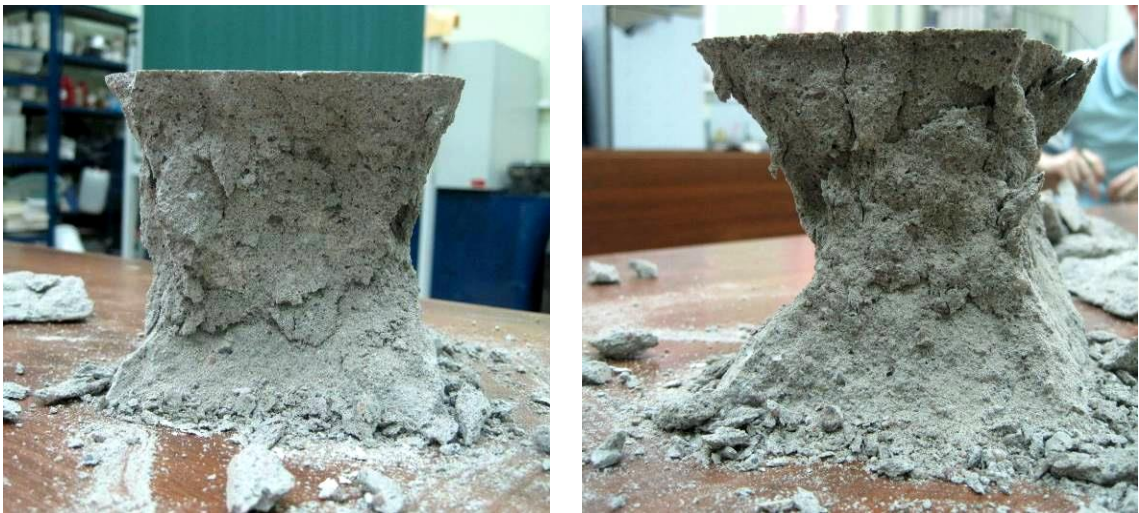


Рисунок 2.4 – Бетонные кубы после испытания на сжатие

Испытание бетонных и фибробетонных призм на сжатие производилось с замерах продольных деформаций ступенчатым нагружением. До начала испытаний образцы центрировались при нагрузке $0,1 \pm 0,2$ от разрушающей. Величина ступени составляла $0,1$ от разрушающей нагрузки. Время выдержки на каждой ступени под нагрузкой составляло 3-5 минут.

Модуль упругости бетона определялся при нагрузке равной 30% от разрушающей.

Разрушение бетонных призм носило хрупкий характер. После достижения максимальной нагрузки образец раскалывался на несколько частей, которые разлетались на значительное расстояние. Разрушение призм происходило с образованием вертикальных трещин вдоль оси действия сжимающих напряжений, которые по мере приближения к опорам становились наклонными (рис. 2.5).



Рисунок 2.5 – Бетонные призмы после испытания на сжатие

При разрушении фибробетонные призмы сохраняли свою форму, разрушение носило более пластичный характер в сравнении с бетонными образцами.

При достижении разрушающей нагрузки образовывалась магистральная трещина (в большинстве случаев по наклонным площадкам), но образец не раскалывался на части (рис. 2.6). В работу активно включались фибры, которые пронизывали трещину с их вытягиванием из тела бетона.

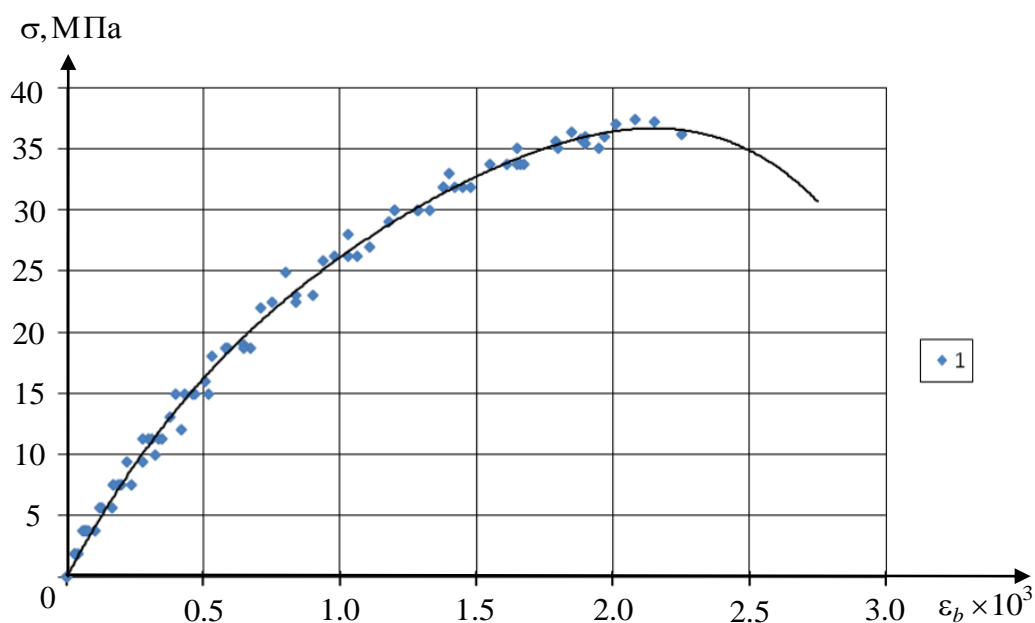
Процесс разрушения длился 1-3 минуты и сопровождался падением нагрузки до 0,3-0,5 от разрушающей.



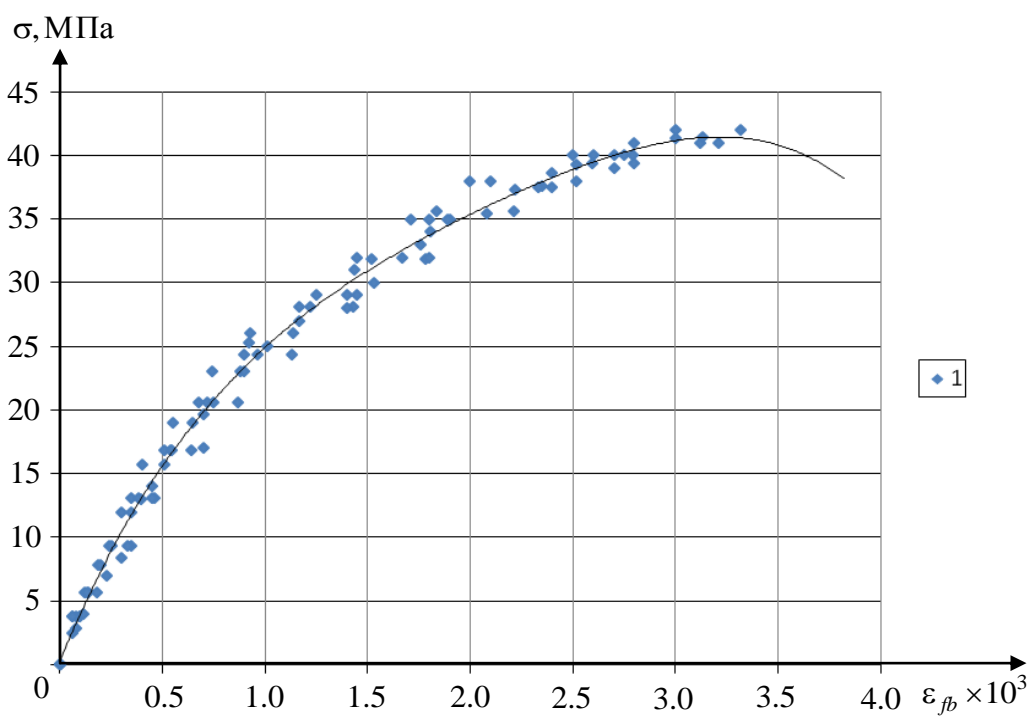
Рисунок 2.6 – Фибробетонные призмы после испытания на сжатие с $\mu=2,0\%$.

Продольные деформации замерялись при помощи тензметров Аистова с базой 100 мм, устанавливаемых на каждой грани образца. Показания по тензOMETрам снимались в начале и в конце каждой ступени. При этом показания фибробетонных призм снимались практически до разрушения, что позволило получить предельные деформации, соответствующие максимальным нагрузкам. Для бетонных образцов из-за их характера разрушения показания снимались за 1-2 ступени до разрушения. Для них предельные деформации были получены при помощи аппроксимирующей кривой.

По результатам испытаний были построены графики зависимости «напряжение – деформации», представленные на рисунках 2.7 и 2.8. На графиках также нанесена аппроксимирующая кривая.

Рисунок 2.7 – Зависимость « $\sigma - \epsilon$ » для бетонных образцов

1 – результаты эксперимента

Рисунок 2.8 – Зависимость « $\sigma - \epsilon$ » для фибробетонных образцов при $\mu=2,0\%$

1 – результаты эксперимента

Результаты испытаний образцов на сжатие по сериям приведены в таблице 2.1. В каждой серии было от 3 до 6 образцов бетонных и фибробетонных кубов и по 3 образца бетонных и фибробетонных призм. Серии отличались В/Ц отношением, составом бетона.

Таблица 2.1 – Результаты испытаний кубов и призм на сжатие

Серия	Шифр образцов	Кубиковая прочность, МПа	Призменная прочность, МПа	Начальный модуль упругости, $\times 10^3$ МПа	$\varepsilon_{bu}(\varepsilon_{fbu}) \times 10^3$
1	Б-1	33,0	27,0	32,1	2,08
	ФБ-1	38,0	31,5	36,3	2,85
	$\Delta\%$	15,2	16,7	13,1	37,0
2	Б-2	38,3	30,7	33,4	2,05
	ФБ-2	42,5	35,0	36,9	2,80
	$\Delta\%$	10,9	14,0	10,5	36,6
3	Б-3	30,0	24,0	31,2	2,15
	ФБ-3	35,1	28,2	35,0	2,95
	$\Delta\%$	17,0	17,5	12,2	37,2
4	Б-4	28,0	23,2	30,3	2,20
	ФБ-4	33,0	27,1	34,3	3,12
	$\Delta\%$	17,9	16,8	13,2	41,8

Примечания: 1) в таблице приведены средние значения по сериям; 2) значение относительных деформаций дано при нагрузке $0,9 \div 0,95$ от разрушающей.

В результате испытаний было получено следующее:

- прирост кубиковой и призменной прочности фибробетона при $\mu = 2\%$ был не значителен и составил не более 20%;
- предельная сжимаемость фибробетона при $\mu = 2\%$ в сравнении с бетоном возросла до 40%;
- увеличение модуля упругости фибробетонных призм по сравнению с бетонными образцами до 15%. Аналогичные результаты были получены при испытаниях в работах [8, 72, 101, 130, 133, 134].

2.2 Испытание образцов на растяжение

Для построения методики расчета с использованием диаграммного метода, что будет выполнено ниже, необходимо получение опытных данных по предельной растяжимости фибробетона.

Испытание на растяжение проводились по ГОСТ 10180-2012 [33], согласно которому образцы должны иметь вид восьмерок. Однако, общеизвестно, что сложность прямого испытания на растяжение заключается в сложности центрирования образцов.

Для определения прочности на растяжение было испытано 6 бетонных призм, по 6 фибробетонных призм с коэффициентом армирования $\mu=1,0\%$ и $\mu=1,5\%$, 12 фибробетонных призм с $\mu=2,0\%$. размерами $55\times 55\times 400$ мм. Соосность образцов обеспечивалась захватами пресса и контролировалась тензодатчиками.

Во избежание разрушения на приопорных участках, где возникала концентрация напряжений вследствие влияния захватов пресса, приопорные зоны усиливались лентами фиброармированного пластика (ФАП), наклеенными на эпоксидном клее.

Испытание проводилось на гидравлическом прессе INSTRON 600 в соответствии с методикой, предложенной Н.С. Воронцовой. Экспериментальная установка и общий вид образца представлены на рисунке 2.9.

На прессе установлен динамометрический датчик и подключен компьютер с программным обеспечением BlueHill 3, позволяющим получить график зависимости перемещения от нагрузки с учетом возможности реализации нисходящей ветви. Такой подход обеспечивал оригинальность результатов и повышал информативность проводимых опытов.

В отечественной литературе подобные испытания фибробетона нами не обнаружены.



Рисунок 2.9 – Общий вид образца при испытании на прессе INSTRON 600

Дополнительно для измерения продольных деформаций бетона и фибробетона использовались проводниковые тензорезисторы PL-60-11 на базе 60 мм (производство Tokyo Sokki Kenkyujo), которые наклеивались на каждую грань образца (рис. 2.9).

Испытания с замерах продольных деформаций растяжения проводились при постоянной скорости нарастания нагрузки до разрушения образцов. До начала испытаний призма центрировалась с помощью зажимных губок захвата при первоначальном приложении небольшой нагрузки.

При проведении испытаний на растяжение было замечено, что разрушение бетонных призм, как и ожидалось, происходит практически мгновенно, в то время как фибробетонные образцы, вне зависимости от количества фибр, обнаруживали некоторую «пластику». Вид бетонных призм после разрушения представлен на рисунке 2.10.

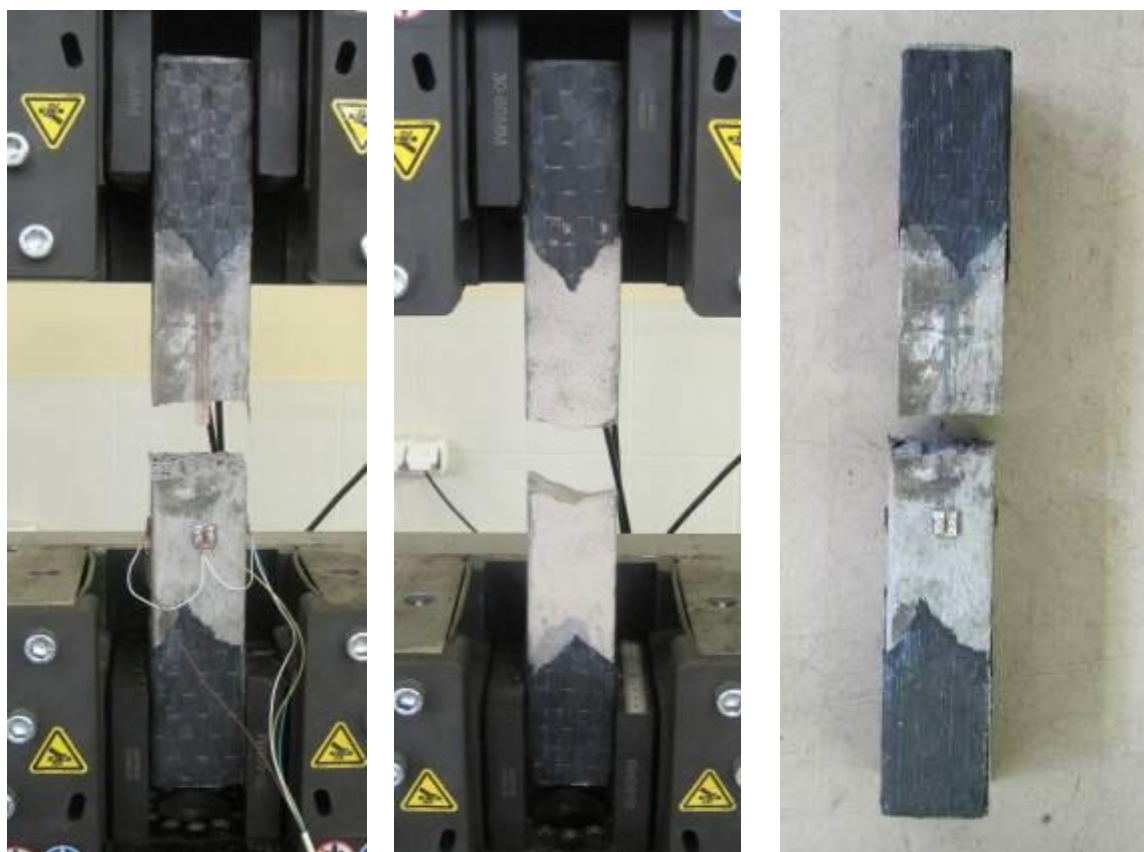


Рисунок 2.10 – Вид бетонных призм после разрушения

Добавление фибр меняло характер разрушения образцов. При достижении разрушающей нагрузки образовывалась трещина, имеющая некоторый наклон в средней части образца, но образец оставался единым целым. В работу включались фибры, нагрузка падала, но процесс деформирования продолжался.

Характер разрушения фибробетонных призм зависел от процента армирования. При небольшом проценте армирования ($\mu=1,0\%$) разрушение образца было примерно такое, как и бетонного, по нормальным площадкам (рис. 2.11). С увеличением процента армирования образец раскалывался на две части по наклонным площадкам (рис. 2.12).

Результаты испытаний после статистической обработки представлены в таблице 2.2.

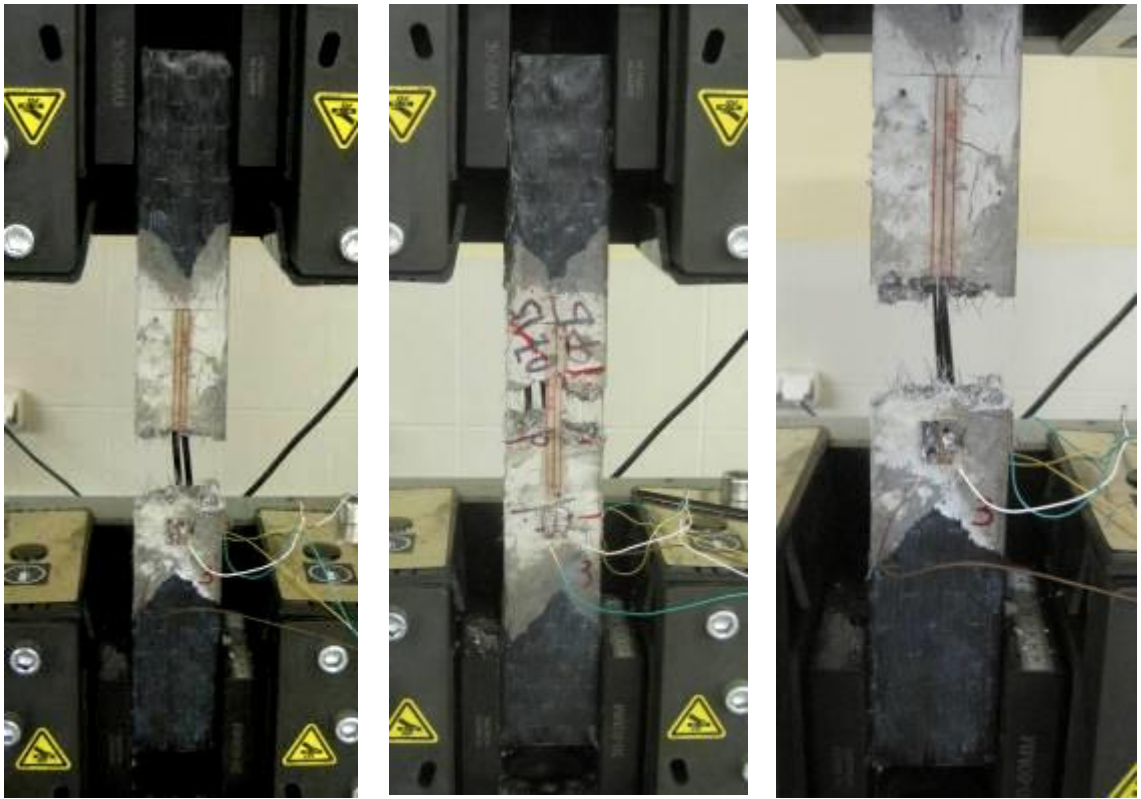


Рисунок 2.11 – Вид фибробетонных призм после разрушения при $\mu=1,0\%$

а)



б)



Рисунок 2.12 – Вид фибробетонных призм после разрушения
а) при $\mu=1,5\%$; б) при $\mu=2,0\%$

Таблица 2.2 – Результаты испытаний призм на растяжение

№	Площадь поперечного сечения, А мм ²	Процент фибрового армирования (μ_f , %.)	Максимальная нагрузка, (Н)	Характеристики материала	
				Предел прочности, (МПа)	Относительная деформация $\varepsilon_{fbt} \times 10^5$
1	2970	0	3970	1,09	13,4
2	3025	1,0	6370	1,57	40,7
3	3025	1,5	7910	2,13	60,8
4	3192	2,0	14500	3,70	112,4

Примечание: предел прочности указан с учетом масштабного коэффициента $\beta=0,815$

Прирост прочности в бетонных образцах при введении стальных фибр наблюдается уже с 1,0 % фибрового армирования.

Результаты испытаний опытных образцов на растяжение показали увеличение прочности фибробетонных призм по сравнению с бетонными при $\mu = 1,0\%$ до 30%; при $\mu = 1,5\%$ до 50%; при $\mu = 2,0\%$ до 70%.

Также наблюдалось увеличение предельной растяжимости фибробетонных призм по сравнению с бетонными:

- при $\mu = 1,0\%$ в 3 раза;
- при $\mu = 1,5\%$ в 4,5 раза;
- при $\mu = 2,0\%$ в 8 раз.

За предельную растяжимость приняты относительные деформации, соответствующие пиковой точке диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ ».

По результатам испытаний с помощью программы BlueHill 3 были построены графики зависимости « $\sigma - \varepsilon$ » для бетонных и фибробетонных образцов (рис. 2.13-2.16).

Разрушение бетонных призм происходило после достижения максимальной нагрузки. А в фибробетонных призмах процесс деформирования продолжался вплоть до выдергивания фибр из образовавшейся трещины.

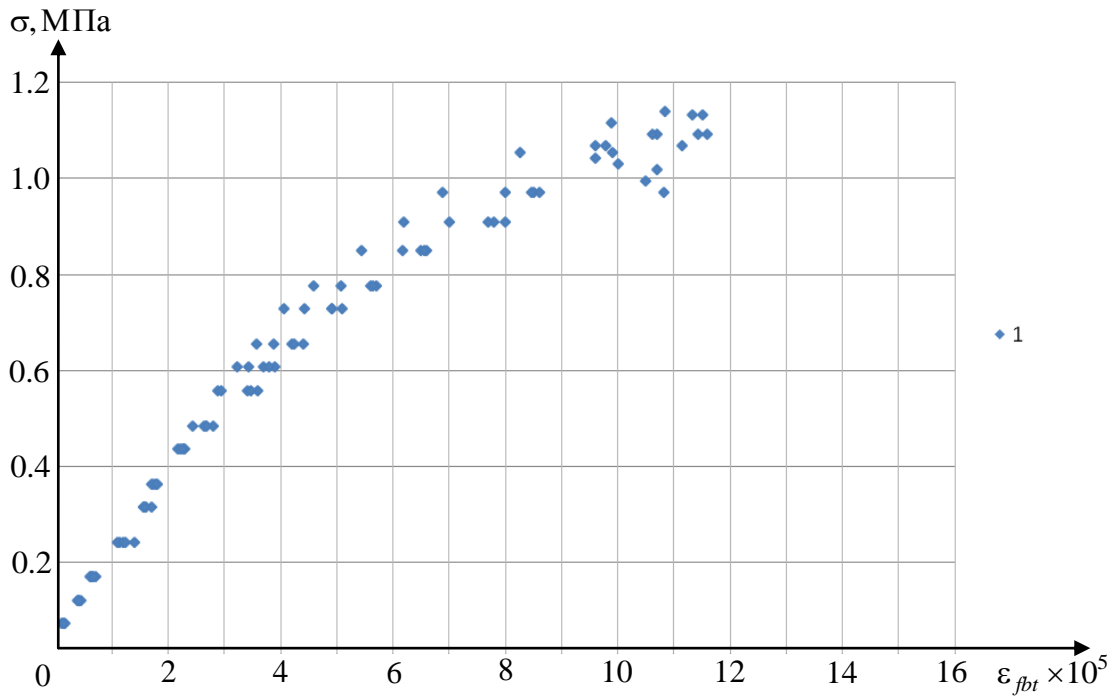


Рисунок 2.13 – Зависимость « $\sigma - \varepsilon$ » при растяжении для бетонных образцов
1 – результаты эксперимента

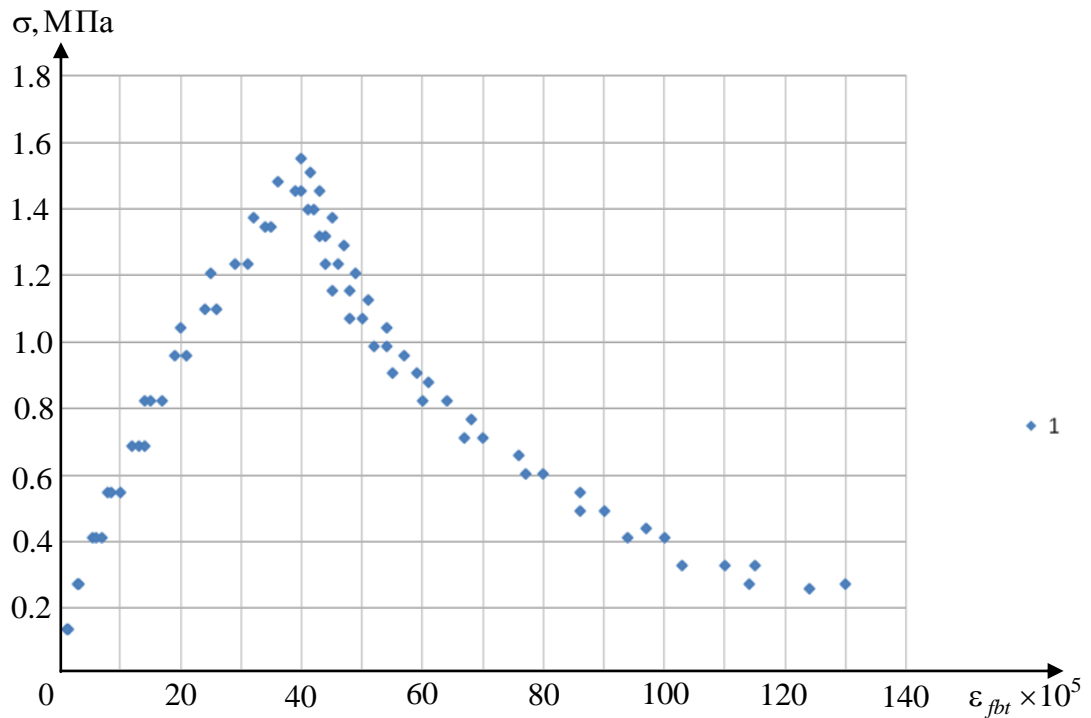


Рисунок 2.14 – Зависимость « $\sigma - \varepsilon$ » при растяжении для фибробетонных образцов с $\mu=1,0\%$
1 – результаты эксперимента

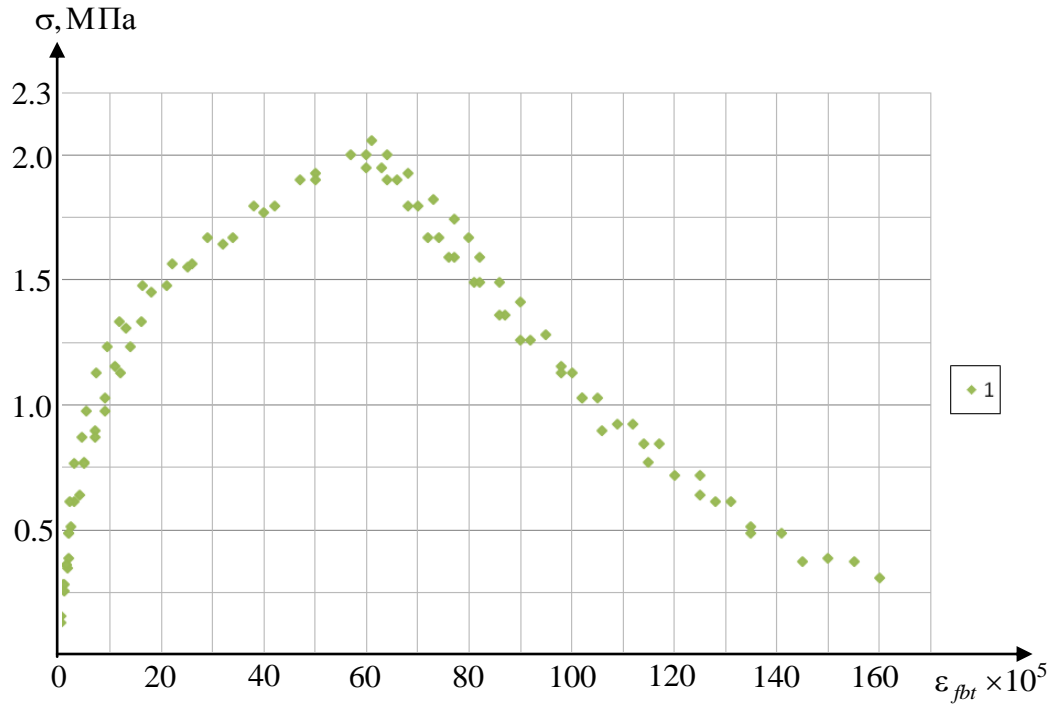


Рисунок 2.15 – Зависимость « $\sigma - \varepsilon$ » при растяжении для фибробетонных образцов с $\mu=1,5\%$
1 – результаты эксперимента

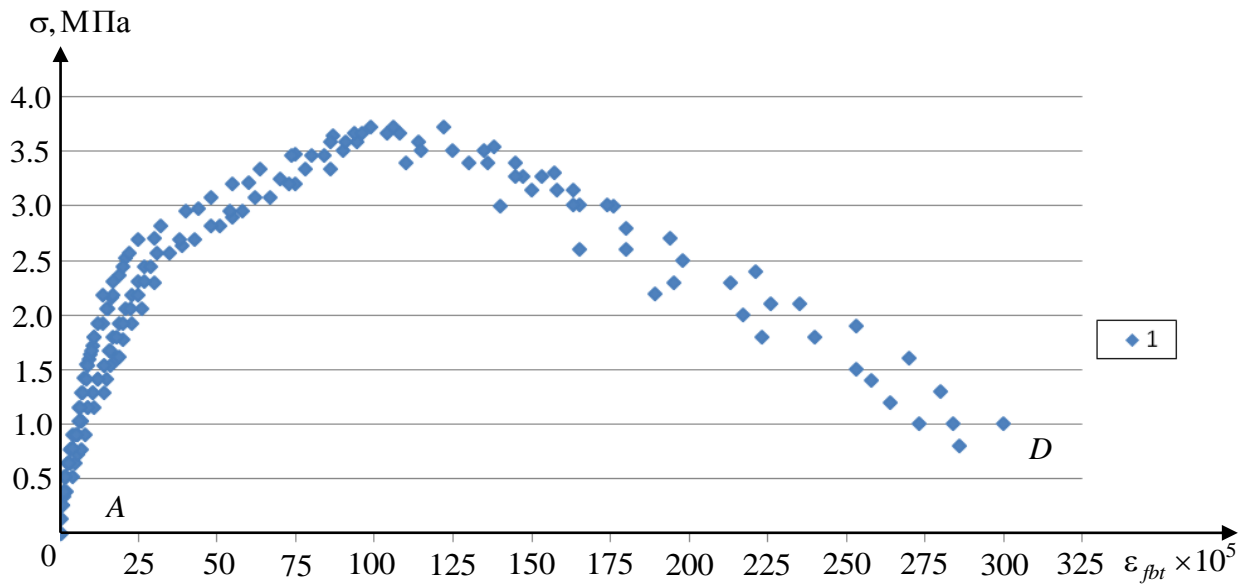


Рисунок 2.16 – Зависимость « $\sigma - \varepsilon$ » при растяжении для фибробетонных образцов с $\mu=2,0\%$
1 – результаты эксперимента

При проценте фибрового армирования $\mu = 1,5\%$ и $\mu = 2,0\%$ после появления первой магистральной трещины фибробетонные образцы продолжали держать нагрузку. Магистральная трещина появлялась при

нагрузке $0,6 \div 0,8$ от разрушающей, и соответствовала относительным деформациям, равным $0,2 \div 0,3$ от предельной растяжимости.

На основе анализа проведенных экспериментальных исследований после статистической обработки данных нами была получена зависимость предельной растяжимости фибробетона от процента фибрового армирования:

$$\varepsilon_{fbtu} = \varepsilon_{btu} + \mu_f \frac{R_{fbr}}{R_{br}} \gamma \times 10^{-4}, \quad (2.1)$$

где ε_{btu} – максимальные относительные деформации для бетона, при непродолжительном действии нагрузки принимаются $0,00015$; μ_f – процент фибрового армирования, на данном этапе принимался от 1% до 2%; R_{fbr} и R_{br} – расчетное сопротивление фибробетона и бетона на осевое растяжение соответственно; γ – эмпирический коэффициент, полученный опытным путем, зависит от вида бетона. Для мелкозернистого бетона принимаем $\gamma = 1.59$.

Параметрическая идентификация модели (2.1) выполнена методом наименьших квадратов путём линеаризации модели. Практически идентификация выполнена в среде R с помощью функции `nls`. Проведённые статистические тесты показали высокую значимость коэффициентов модели (критерий Стьюдента), общую значимость уравнения модели (критерий Фишера). Вычисленное значение скорректированного коэффициента детерминации составило $0,93$, что говорит о высоком качестве идентифицированной модели.

При проценте фибрового армирования $\mu_f > 2\%$ возможно потребуются уточнение формулы (2.1).

Результаты сравнения экспериментальных значений предельной растяжимости фибробетона с теоретическими значениями, вычислительными по (2.1), имеют удовлетворительное согласие.

Как уже отмечалось в кратком обзоре первой главы про фибробетон, его прочность на растяжение в $1,5 \div 4$ раза больше прочности бетона на

растяжение. Однако в предельном состоянии фиброжелезобетонного элемента в растянутой зоне имеются трещины, поэтому напряжение фибробетона в этой зоне меньше, чем R_{fbt} , т.е. фибробетон работает на нисходящей ветви.

Предложим следующую зависимость для определения напряжения фибробетона в растянутой зоне:

$$\sigma_{fbt} = k_{fbt} \times R_{fbt} . \quad (2.2)$$

где k_{fbt} – безразмерный коэффициент, показывающий величину снижения напряжения фибробетона в растянутой зоне на нисходящей ветви, определяемый по (2.3).

$$k_{fbt} = 1 - \frac{R_{bt}}{R_{fbt}} . \quad (2.3)$$

На рисунке 2.17 представлен график зависимости k_{fbt} от процента фибрового армирования μ_f , полученный на основании экспериментальных данных автора и других исследователей. В качестве фибры использовалась металлическая фибра ФСВ-А-0,3/30, «Dramix», «Челябинка», «Tanis», профилированные отрезки стальной проволоки, фибра «Волан-Ф» с рифленой поверхностью.

На основании графика « $k_{fbt} - \mu_f$ » была предложена зависимость для коэффициента k_{fbt} :

$$k_{fbt} = -0.1 \times \mu_f^2 + 0.532 \times \mu_f , \quad (2.4)$$

где μ_f – процент фибрового армирования (в %).

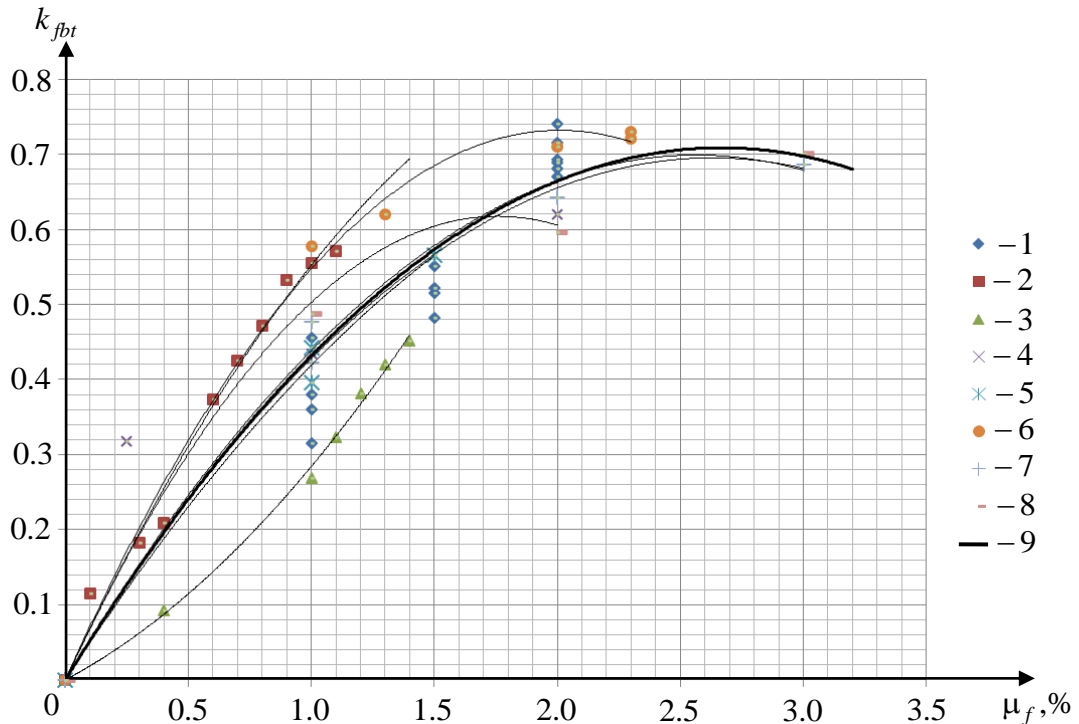


Рисунок 2.17 – Зависимость « $k_{fbt} - \mu_f$ »: 1 – результаты эксперимента автора;
 2 – Голубев В.Ю. [30] – фибра «Dramix»; 3 – Голубев В.Ю. [30] – фибра «Челябинка»;
 4 – Опбул Э.К. [68]; 5 – Подшивалов С.Ф. [76]; 6 – Степанова Г.Г. [109];
 7 – Хегай А.О. [133]; 8 – Хегай М.О [134]; 9 – аппроксимирующая кривая

Исходя из анализа графика на рисунке 2.17, можно отметить, что при $\mu_f > 2.8\%$ следует ожидать понижение эффективности фибрового армирования в растянутой зоне.

2.3 Определение прочностных характеристик арматуры

Арматурные стержни класса А400 испытывались на растяжение по ГОСТ 12004-81 [34] на гидравлическом прессе INSTRON 600. Было испытано 4 образца. Образцы представляли собой отрезки арматуры длиной 40 см, Ø10 мм.

Экспериментальная установка и общий вид образца при испытании представлены на рисунке 2.18.



Рисунок 2.18 – Общий вид арматурного стержня при испытании на растяжение

Результаты испытаний представлены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Результаты испытаний арматурных стержней

Номер образца	Длина рабочей части, L (см)	Диаметр стержня, d (мм)	Площадь сечения, A_s мм ²	Характеристики материала		
				Предел текучести, МПа	Предел прочности, МПа	Относительное удлинение ϵ_s (‰)
1	40	10	78,5	509,0	544,3	20,0
2	40	10	78,5	508,8	524,6	19,9
3	40	10	78,5	509,7	528,8	18,3
4	40	10	78,5	511,6	538,4	18,6

На рисунке 2.19 приведена зависимость $N-\epsilon_s$ для арматуры, полученная с помощью программы BlueHill 3 по результатам испытаний образцов на растяжение.

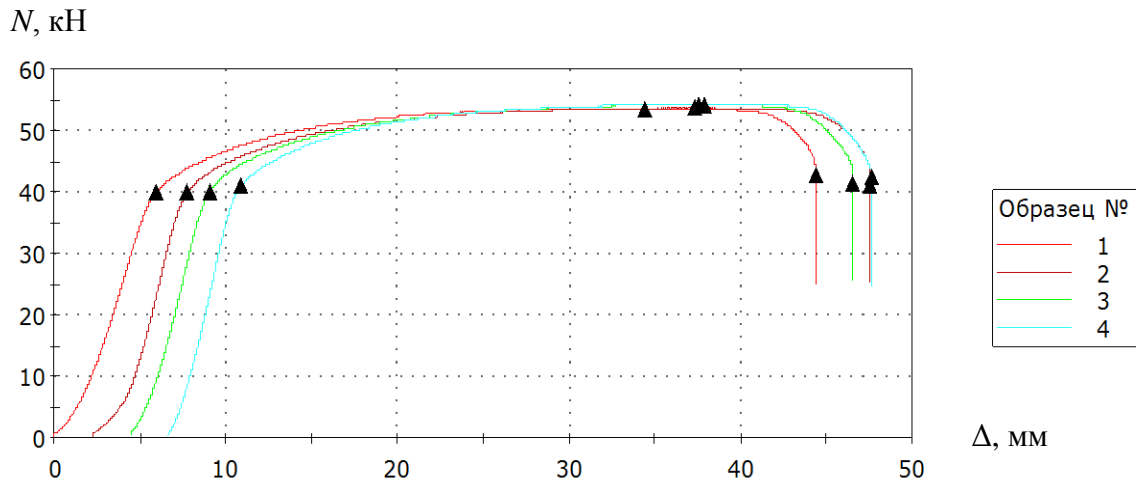


Рисунок 2.19 – Зависимость «N–Δ» при испытании арматурных стержней на растяжение

На основании испытаний предел текучести арматурных стержней класса А400 принимаем 500 МПа.

Выводы по второй главе

Испытания бетонных и фибробетонных образцов на сжатие и растяжение позволили получить следующие результаты:

1. Получены опытные диаграммы деформирования фибробетона при простом напряженном состоянии. Добавление фибр меняет характер разрушения бетонных образцов, делая его более пластичным.
2. Предельные деформации при сжатии фибробетона при $\mu = 2\%$ составили $\varepsilon_{fbu} = (2,72 \div 3,22) \times 10^{-3}$.
3. Предельные деформации при растяжении фибробетона в зависимости от процента фибрового армирования, который варьировался от 1,0 до 2,0%, составили $\varepsilon_{fbtu} = (4,1 \div 11,2) \times 10^{-4}$.
4. Прирост прочности на растяжение в бетонных образцах при введении стальных фибр наблюдался уже при 1,0% фибрового армирования: и составил 30% при $\mu = 1,0 \%$; 50% при $\mu = 1,5 \%$; 70% при $\mu = 2,0 \%$.

5. Увеличение начального модуля упругости фибробетона в сравнении с бетоном при $\mu = 2,0 \%$ достигало 15%.
6. Предел текучести для арматуры А400 составил 500 МПа.
7. Для наиболее распространенного вида фибры и рационального диапазона фибрового армирования получена статистически обоснованная зависимость предельной растяжимости фибробетона от объемного содержания волокон (см. ф. 2.1).
8. Опытным подтверждением получен безразмерный коэффициент k_{fbt} , показывающий величину снижения напряжения фибробетона в растянутой зоне на нисходящей ветви (см. ф. 2.4).

ГЛАВА 3. ФИЗИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОСОСЖИМАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И ФИБРОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В разрушении внецентренно сжатых фиброжелезобетонных конструкций по аналогии с железобетонными можно выделить два характерных случая: относительно больших (первый случай) и относительно малых эксцентриситетов (второй случай) [132, 140, 146, 149, 156]. При достижении в наиболее удаленной арматуре предела текучести (физического или условного) разрушение начинается с растянутой зоны, характер НДС схож с изгибаемыми не переармированными элементами и относится к первому случаю. При втором случае разрушение происходит по сжатой зоне от раздробления фибробетона, при этом прочностные свойства арматуры в растянутой зоне не до используются.

Целью эксперимента в диссертации является исследование и сопоставление процессов трещинообразования, деформирования и разрушения железобетонных и фиброжелезобетонных элементов, работающих в условиях косоуго сжатия, и получение данных для разработки метода расчета прочности фиброжелезобетонных конструкций на косоуго внецентренное сжатие.

3.1 Испытание опытных образцов на косоуго внецентренное сжатие

3.1.1 Опытная конструкция, технология изготовления и методика испытаний экспериментальных образцов

На косоуго внецентренное сжатие было испытано по 2 бетонных и фиброжелезобетонных стойки с эксцентриситетами приложения нагрузки равными $e_x = 3$ см, $e_y = 6$ см и по 2 бетонных и фиброжелезобетонных стойки с $e_x = 4$ см, $e_y = 5$ см. Опытные образцы представляли собой стойки

прямоугольного сечения 200×200 мм и высотой 1000 мм. Размеры сечения были ограничены возможностями лабораторного оборудования. Выбор эксцентриситетов обусловлен получением трапециевидной формы сжатой зоны бетона и фибробетона, как случая наиболее сложного. Иные варианты должны, по мнению автора, стать частными случаями этого.

Армирование и геометрические размеры железобетонных и фиброжелезобетонных образцов представлены на рисунке 3.1. В качестве продольной рабочей арматуры использовались четыре стержня диаметром 10 мм класса А400. Поперечное армирование выполнялось хомутами из проволоки диаметром 5 мм класса В500 с шагом 150 мм. По торцам каркасы усиливались четырьмя сетками из проволоки диаметром 5 мм В500 с шагом ячеек 55×55 мм. Дополнительно в торцах стоек устанавливались металлические распределительные пластины толщиной 10 мм.

В качестве фибрового армирования была принята стальная проволочная фибра ФСВ-А-0,3/30 (фибра стальная высокоуглеродистая). Автор не ставил своей задачей выбор оптимального вида фибр. Здесь использована наиболее широко распространенная фибра. Процент фибрового армирования $\mu=2,0\%$ принят с учетом реального использования в проектной практике.

Формование стоек производилось в горизонтальном положении в деревянной опалубке, которая обклеивалась пленкой. Общий вид арматурного каркаса перед формованием образца представлен на рисунке 3.2.

Распалубка осуществлялась на 7 сутки. Образцы хранились 28 суток в помещении с температурой $20 \dots 25^\circ\text{C}$. Для предотвращения потери влаги открытые поверхности покрывались влажной ветошью и полиэтиленом.

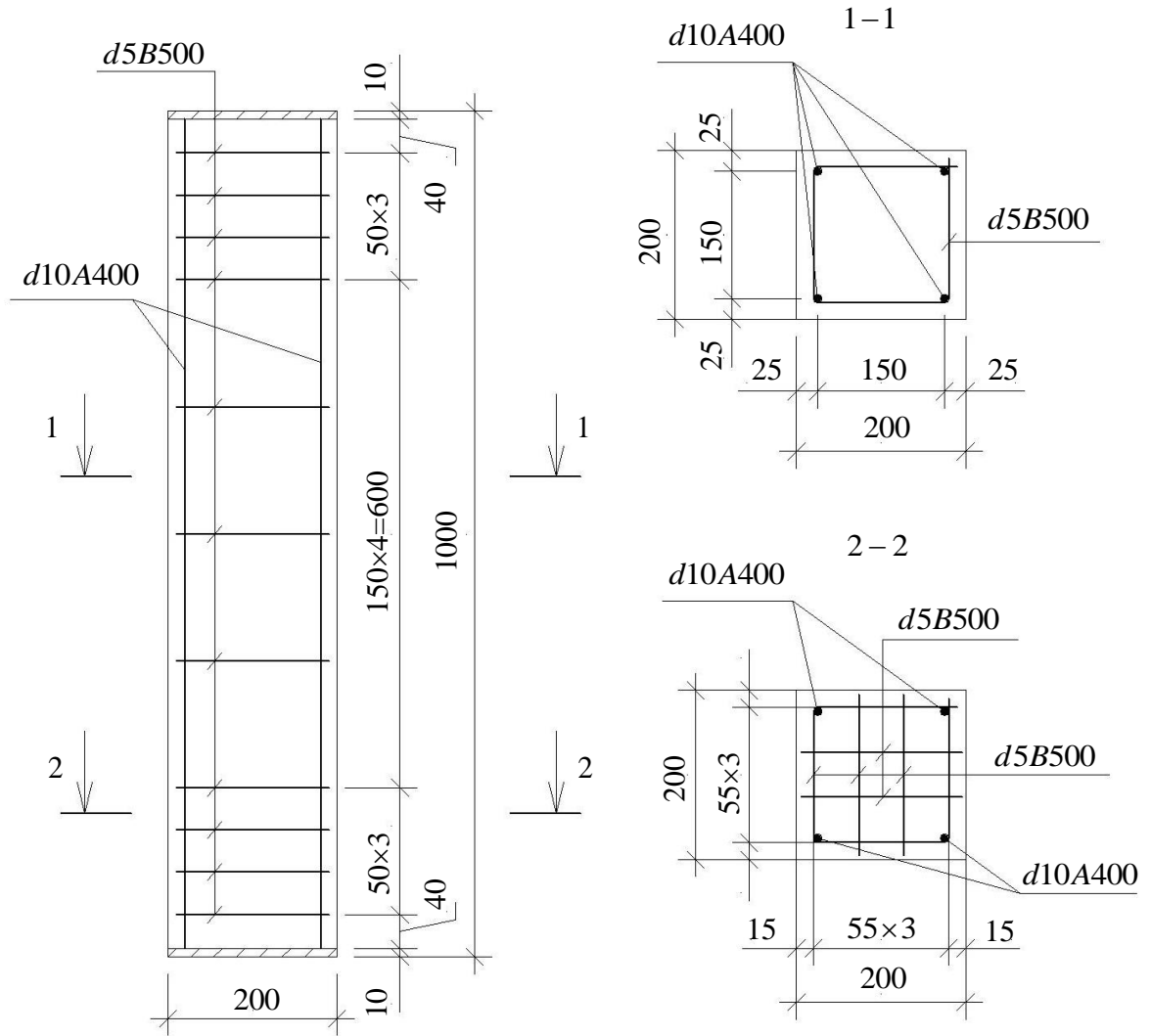


Рисунок 3.1 – Схема армирования опытных образцов

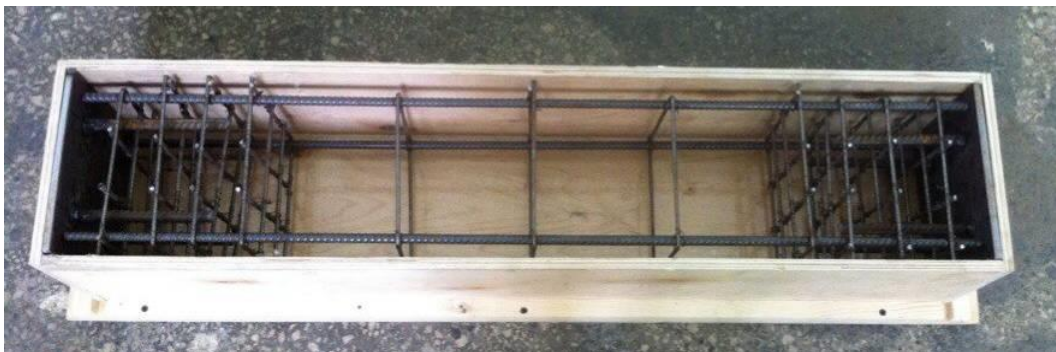


Рисунок 3.2 – Общий вид арматурного каркаса

Испытание опытных образцов на косоое внецентренное сжатие производилось на прессе марки ПММ-250. Схема экспериментальной

установки и общий вид образцов представлены соответственно на рисунках 3.3 и 3.4.

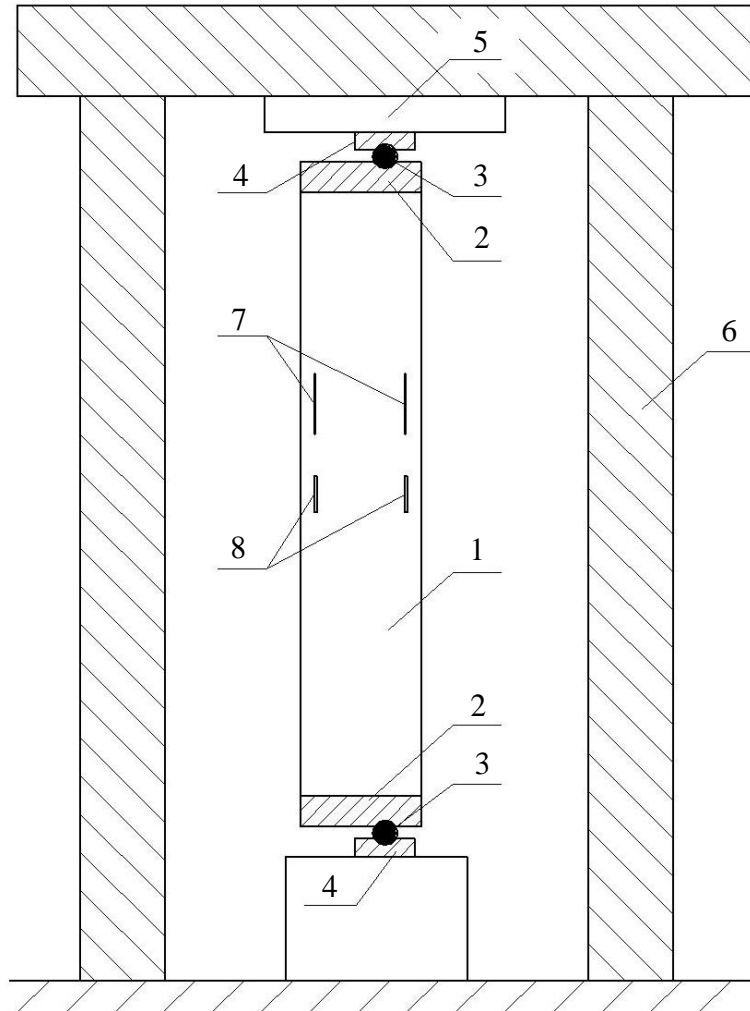


Рисунок 3.3 – Схема испытательной установки и измерительные приборы:
 1 – опытный образец; 2 – стальная пластина толщиной 50 мм; 3 – стальной шарик диаметром 40 мм; 4 – стальная пластина толщиной 30 мм; 5 – стальная пластина пресса; 6 – рама; 7 – тензометры Аистова; 8 – тензодатчики.



Рисунок 3.4 – Общий вид образцов при испытании

Возраст образцов к моменту испытаний составлял 70-80 суток. Экспериментальные образцы испытывались в вертикальном положении, закрепление по обоим концам – шарнирное. Шарнир создавался металлическим шариком диаметром 40 мм, зажатым между стальными пластинами толщиной 50 и 30 мм. Образцы подвергались кратковременной осевой нагрузке, прикладываемой с эксцентриситетами к обоим осям симметрии сечения.

Величины эксцентриситетов принимались (рис. 3.5):

- в первой серии образцов: по оси X – $e_x = 3$ см, по оси Y – $e_y = 6$ см;
- во второй серии образцов: по оси X – $e_x = 4$ см, по оси Y – $e_y = 5$ см.

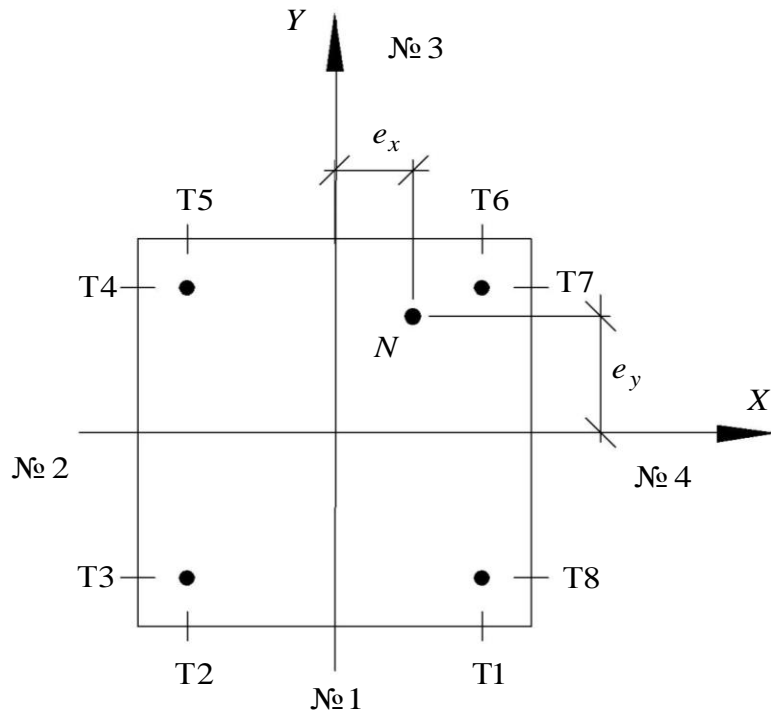


Рисунок 3.5 – Схема приложения нагрузки и расположения тензорезисторов на гранях стоек (№1÷№4). T1÷T8 – тензорезисторы.

Передача нагрузки на образцы происходила с помощью специальных металлических оголовков, расположенных на верхнем и нижнем торцах стоек (рис. 3.6.). Конструкция оголовка позволяла создать в опытных образцах заданный эксцентриситет.



Рисунок 3.6 – Конструкция оголовка

Характеристики опытных образцов представлены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Характеристики опытных образцов

Серия	Шифр	Процент фибрового армирования (μ_f , %.)	Эксцентриситеты приложения нагрузки (см)	
			e_x	e_y
1	1ЖБ-3-6	0	3	6
	2ЖБ-3-6	0	3	6
	1ФБЖБ-3-6	2	3	6
	2ФБЖБ-3-6	2	3	6
2	3ЖБ-4-5	0	4	5
	4ЖБ-4-5	0	4	5
	3ФБЖБ-4-5	2	4	5
	4ФБЖБ-4-5	2	4	5

Примечание: 1-ая цифра обозначает порядковый номер, 2-ая и 3-я цифры обозначают эксцентриситеты приложения нагрузки по осям X и Y соответственно.

Для измерения продольных деформаций бетона использовались проводниковые тензорезисторы PL-60-11 на базе 60 мм и тензометры Аистова на базе 100 мм. На каждой грани устанавливалось по два тензорезистора и два тензометра в уровне арматуры. Схема расстановки измерительных приборов приведена на рисунке развертки колонны (рис. 3.7).

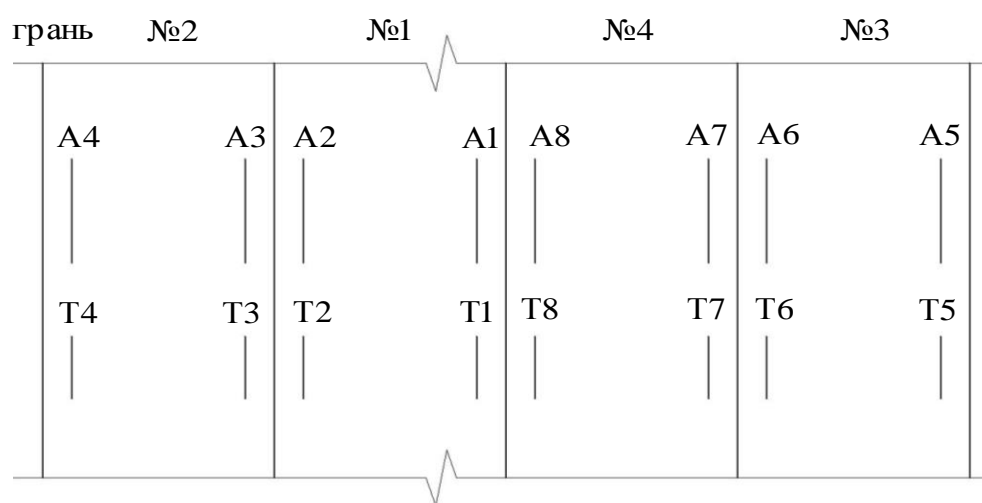


Рисунок 3.7 – Схема расстановки измерительных приборов
Т1÷Т8 – тензорезисторы, А1÷А8 – тензометры Аистова

Нагружение производилось ступенями по $0,1 \times N_p$ (N_p – предполагаемая разрушающая нагрузка). На каждой ступени образец выдерживали под нагрузкой 5-7 минут. При достижении нагрузки $0,8 \times N_p$ величина ступени уменьшалась до 0,05 от разрушающей нагрузки. Во время испытания фиксировалась картина трещинообразования с отметками на ней величин нагрузок, соответствующих развитию трещин, и деформирования. За начало образования трещины принималось визуальное ее обнаружение на поверхности бетона при помощи ацетона раскрытием 0,005 мм. В дальнейшем, с помощью лабораторного микроскопа марки МПБ-2 отмечались моменты раскрытия трещин от $a=0,05$ мм и более.

3.1.2 Трещинообразование и характер разрушения опытных образцов при испытании на косоое внецентренное сжатие

Характер разрушения железобетонных стоек с эксцентриситетами приложения нагрузки $e_x = 3$ см и $e_y = 6$ см и стоек с $e_x = 4$ см и $e_y = 5$ см был схож.

Первые видимые трещины при испытании железобетонных стоек появлялись на растянутых гранях при нагрузке $0,3 \div 0,4$ от разрушающей в средней части образца. Трещины располагались нормально к продольной оси образца. Визуальные признаки разрушения на сжатых гранях (шелушение бетона, резкое увеличение деформаций) не наблюдались до нагрузки $0,8 \div 0,9$ от разрушающей. При дальнейшем повышении нагрузки в приопорных участках образцов появлялись видимые вертикальные трещины (рис 3.8). При достижении разрушающей нагрузки происходил откол защитного слоя с последующим раздроблением бетона вглубь сечения. На противоположной части сечения наблюдались наклонные и горизонтальные трещины.

Ширина раскрытия трещин на растянутых гранях при нагрузке $0,6 \div 0,7$ от разрушающей составила $0,15 \div 0,2$ мм. Шаг трещин находился в диапазоне $15 \div 20$ см.

В результате замеров деформаций было обнаружено, что напряжения в наиболее удаленной арматуре не достигают предела текучести. Разрушение железобетонных стоек наступило вследствие исчерпания несущей способности бетона сжатой зоны и сжатой арматуры, длилось не более 5 секунд.



Рисунок 3.8 – Вертикальные трещины в приопорной зоне

Характер разрушение железобетонных стоек был хрупким. Общий вид образцов после испытания представлен на рисунках 3.9 – 3.10.

а)



б)



Рисунок 3.9 – Вид разрушенной железобетонной стойки, $e_x = 3$ см, $e_y = 6$ см
а) сжатая зона; б) растянутая зона



Рисунок 3.10 – Вид разрушенной железобетонной стойки, $e_x = 4$ см, $e_y = 5$ см
а) сжатая зона; б) растянутая зона

Разрушение фиброжелезобетонных стоек, также как и железобетонных, произошло от раздробления бетона сжатой зоны. После достижения разрушающей нагрузки в фиброжелезобетонных стойках наблюдалось плавное снижение действующей нагрузки, разрушение носило вязкий характер.

Первые видимые трещины при испытании фиброжелезобетонных стоек появлялись на растянутых гранях при нагрузке $0,5 \div 0,6$ от разрушающей в средней части образца. С увеличением нагрузки процесс трещинообразования продолжался практически до разрушения в отличие от железобетонных стоек. При этом шаг трещин и их раскрытие были меньше,

чем у железобетонных образцов. Раскрытие трещин сопровождалось характерным потрескиванием, обусловленным выдергиванием фибры из тела бетона. Трещины располагались нормально к продольной оси образца. Визуальные признаки разрушения на сжатых гранях наблюдались при нагрузке $0,7 \div 0,8$ от разрушающей. При $0,6 \div 0,7$ от разрушающей нагрузки ширина раскрытия трещин на растянутых гранях не превысила $0,1$ мм. Шаг трещин находился в диапазоне $8 \div 10$ см.

Общий вид фиброжелезобетонных стоек после испытания представлен на рисунках 3.11 – 3.12.



Рисунок 3.11 – Вид разрушенной фиброжелезобетонной стойки, $e_x = 3$ см, $e_y = 6$ см
а) сжатая зона; б) растянутая зона

а)



б)



Рисунок 3.12 – Вид разрушенной фиброжелезобетонной стойки, $e_x = 4$ см, $e_y = 5$ см
а) сжатая зона; б) растянутая зона

3.1.3 Результаты испытания

Согласно замерам перемещений сжатая зона бетона и фибробетона в начальной стадии загрузки имела форму пятиугольника. При дальнейшем увеличении нагрузки растянутая зона увеличивалась. В стадии близкой к разрушению сжатая зона имела форму четырехугольника (рис. 3.13). Уменьшение сжатой зоны с ростом нагрузки наблюдалось и в экспериментальных исследованиях М.С. Торяника, П.Ф. Вахненко [22, 120].

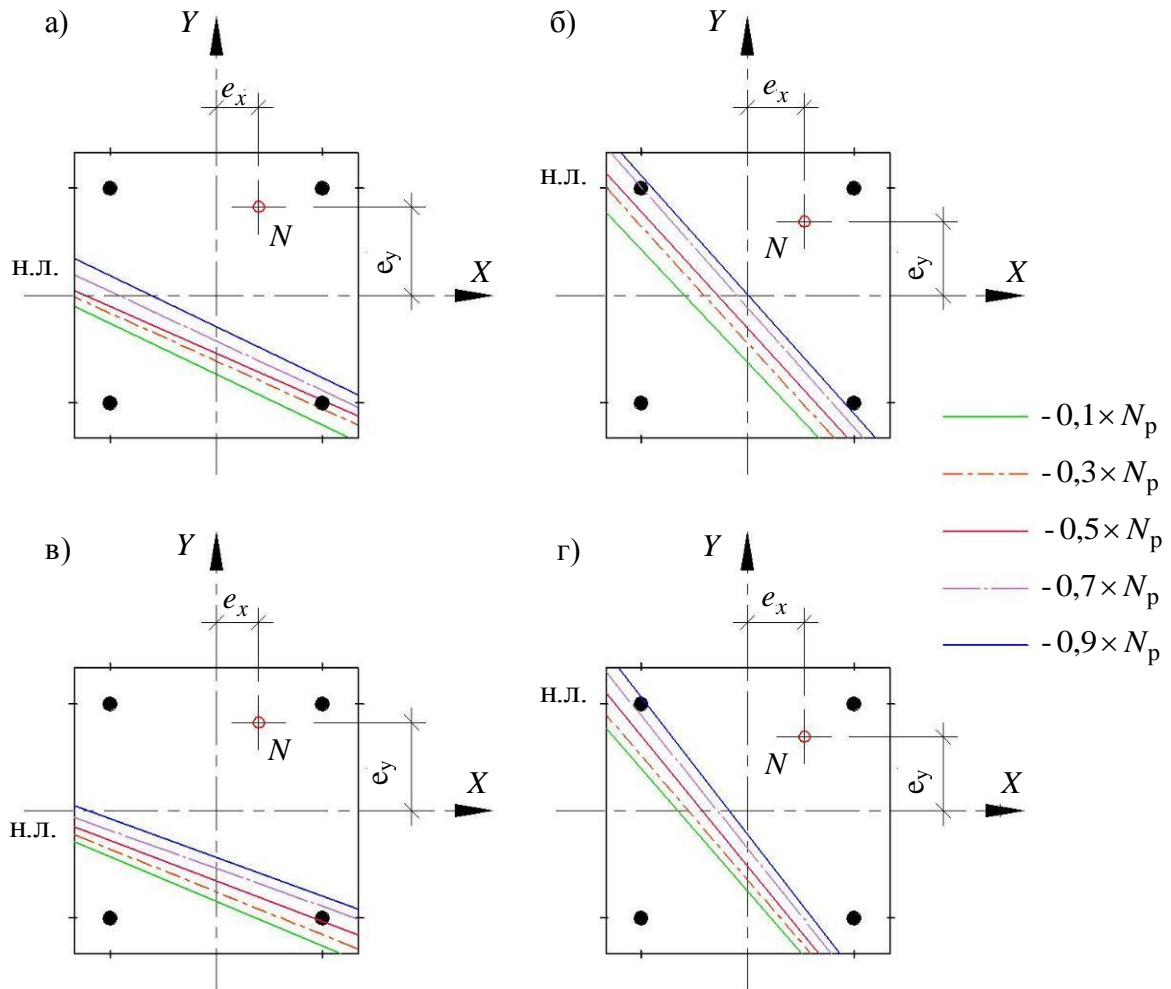


Рисунок 3.13 – Схема положения нейтральной линии в зависимости от эксцентриситетов прикладываемой нагрузки

- а) ФБЖБ стойки при $e_x = 3$ см и $e_y = 6$ см; б) ФБЖБ стойки при $e_x = 4$ см и $e_y = 5$ см;
 в) ЖБ стойки при $e_x = 3$ см и $e_y = 6$ см; г) ЖБ стойки при $e_x = 4$ см и $e_y = 5$ см

На основании анализа экспериментальных данных можно отметить, что равнодействующие усилий растянутой и сжатой продольной арматуры, сжатого и растянутого бетона (фибробетона) и точка приложения силы практически располагаются на одной прямой – силовой линии, проходящей через точку приложения силы и центр тяжести растянутой арматуры. Это обстоятельство согласуется с исследованиями кососжимаемых железобетонных элементов [26, 119, 120].

В Приложении В представлены эпюры распределения деформаций по граням железобетонных и фиброжелезобетонных стоек при различных степенях загрузки.

Результаты испытаний опытных образцов приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Результаты испытаний стоек на косое сжатие

Шифр	Разрушающая нагрузка, N_p (т)	Максимальные деформации на сжатие $\varepsilon_b(\varepsilon_{fb}) \times 10^3$	Максимальные деформации на растяжение $\varepsilon_{bt}(\varepsilon_{fbt}) \times 10^3$
1ЖБ-3-6	53,9	3,08	1,22
2ЖБ-3-6	50,8	3,02	1,31
1ФБЖБ-3-6	60,0	4,20	1,93
2ФБЖБ-3-6	58,3	4,42	1,89
3ЖБ-4-5	57,4	2,95	1,27
4ЖБ-4-5	58,0	2,90	1,12
3ФБЖБ-4-5	70,7	4,15	1,82
4ФБЖБ-4-5	74,0	4,23	1,87

Примечания: 1) максимальные деформации для образцов на сжатие и растяжение представлены по наиболее сжатым и растянутым граням соответственно;
2) значения деформаций даны при нагрузке $0,95 \times N_p$

В результате испытаний стоек на косое внецентренное сжатие получено:

- увеличение несущей способности до 13% фиброжелезобетонных стоек с эксцентриситетами приложения нагрузки $e_x = 3$ см и $e_y = 6$ см по сравнению с аналогичными железобетонными;
- увеличение несущей способности до 19% фиброжелезобетонных стоек с эксцентриситетами приложения нагрузки $e_x = 4$ см и $e_y = 5$ см по сравнению с аналогичными железобетонными;
- увеличение предельных деформаций на сжатие фиброжелезобетонных стоек в зависимости от приложения нагрузки до 32% по сравнению с железобетонными стойками;
- увеличение предельных деформаций на растяжение фиброжелезобетонных стоек в зависимости от приложения нагрузки до 40% по сравнению с железобетонными стойками.

3.2 Численные исследования напряженно-деформированного состояния кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов

Физический эксперимент позволяет получить необходимую информацию об объекте исследования, изучить влияние одних характеристик при варьировании других. Однако такой эксперимент зачастую требует существенных материальных затрат и трудозатрат. Поэтому многие исследователи прибегают к возможности изучения объектов при помощи численного эксперимента.

Численный эксперимент предполагает вслед за построением математической модели проведение ее численного исследования, которое позволяет «проиграть» поведение исследуемого объекта в различных условиях. Данный вид эксперимента позволяет получить изображение любого сечения объекта сложной формы с отображением рассчитываемых характеристик: изополей напряжения и перемещения, температурных полей, давления и пр.

Впервые в практике исследования фиброжелезобетонных элементов проведена серия численных экспериментов на косое внецентренное сжатие с использованием программного комплекса на базе МКЭ, позволяющая получить ряд важных научных результатов.

3.2.1 Постановка численного эксперимента в программном комплексе ЛИРА-САПР 2013

Цель численного эксперимента – получение НДС фиброжелезобетонных стоек, работающих в условиях косоугольного внецентренного сжатия, в зависимости от наиболее важных параметров, в частности, эксцентриситетов приложения силы и коэффициента армирования продольной арматуры.

Задачи численного эксперимента:

- Анализ НДС фиброжелезобетонных стоек, работающих в условиях косоугольного внецентренного сжатия.
- Графическое представление изополей главных сжимающих и растягивающих напряжений.
- Графическое представление изополей перемещений.
- Сопоставление результатов численного и физического экспериментов.

Для моделирования работы фиброжелезобетонных стоек, сжатых с двусосным эксцентриситетом, выполнен численный эксперимент в программном комплексе ЛИРА-САПР 2013 в линейной и нелинейной постановке.

ПК ЛИРА-САПР – это многофункциональный программный комплекс для исследования расчета и проектирования конструкций различного назначения, который предоставляет возможность производить расчеты объектов с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей [78].

Моделирование физической нелинейности материалов конструкций производится с помощью физически нелинейных КЭ, воспринимающих информацию из развитой библиотеки законов деформирования материалов (зависимостей « σ – ϵ »). В практике проектирования сведения о деформировании материалов берутся из библиотеки, а в научных целях используются диаграммы деформирования, полученные в ходе экспериментальных исследований материалов при плоском напряженном состоянии.

В программном комплексе моделировались фиброжелезобетонные стойки сечением 200×200 мм, аналогичные экспериментальным образцам в пункте 3.1.1.

За расчетную схему принималась половина стойки длиной 500 мм. Нижнее сечение стойки закреплялось от вертикальных перемещений по оси Z. Расчетная схема представлена на рисунке 3.14.

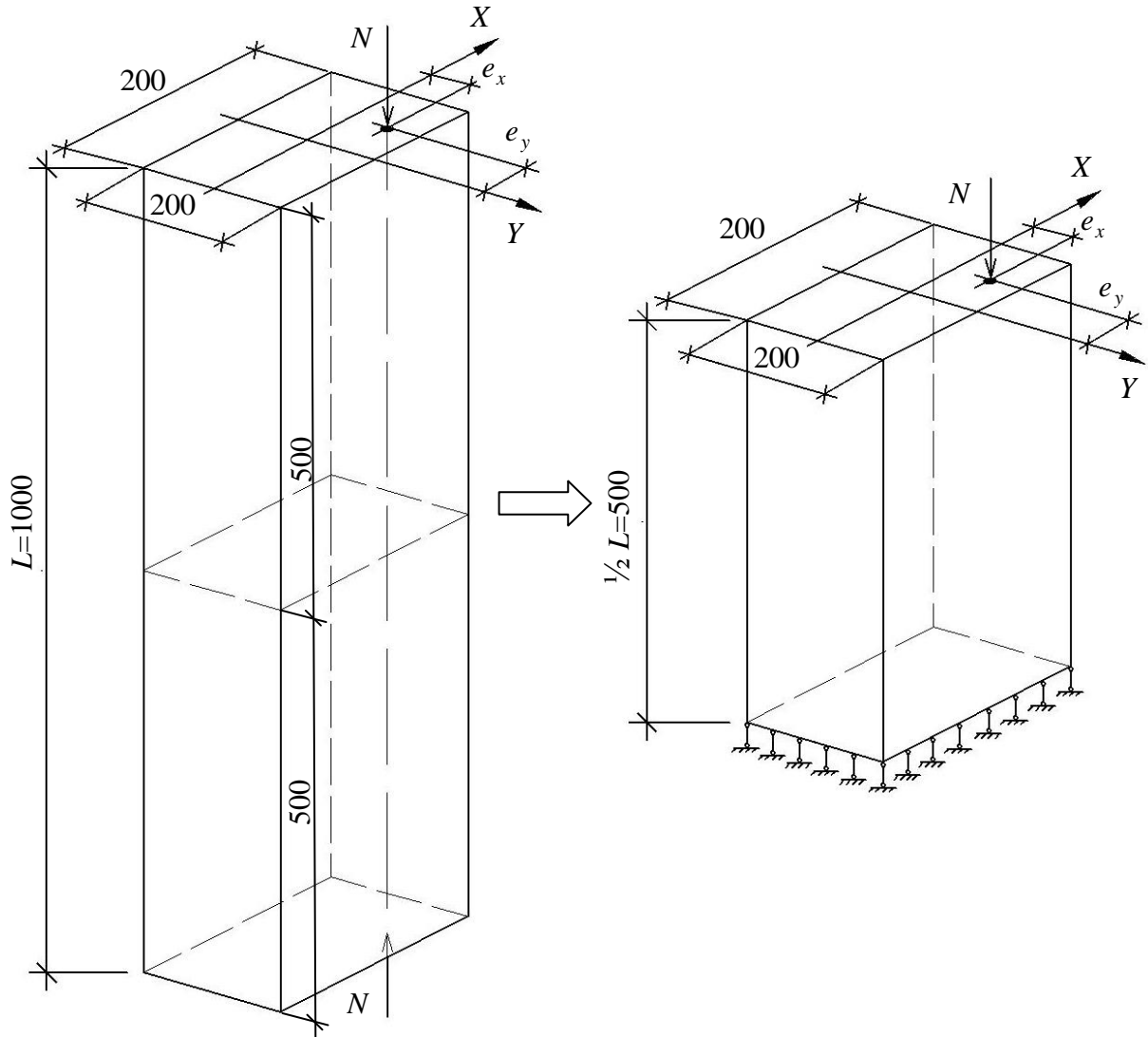


Рисунок 3.14 – Расчетная схема моделируемой стойки

Для моделирования фибробетона в нелинейной постановке использовался КЭ тип 231 – физически нелинейный параллелепипед размерами 0,01x0,01x0,01 (м), для арматуры – КЭ тип 210 (физически нелинейный универсальный стержневой элемент). При этом контакт арматуры и окружающего фибробетона – абсолютный.

Объемные КЭ были равномерно распределены по всему заданному сечению исследуемого объекта с шагом 0,01 м. Нагрузка на стойки

передавалась через грузораспределительные пластины тип 41 толщиной 50 мм, для которых был принят упругий закон деформирования. Нагрузка прикладывалась сверху с теми же эксцентриситетами, что и в натурном эксперименте. Было использовано общее число КЭ – 20600, общее число узлов – 22491.

Для фибробетона на основании опытных данных, полученных в главе 2, была принята трехлинейная диаграмма деформирования (рис. 3.15). Для арматуры использовалась диаграмма Прандтля (рис. 3.16), принятая в соответствии с [107].

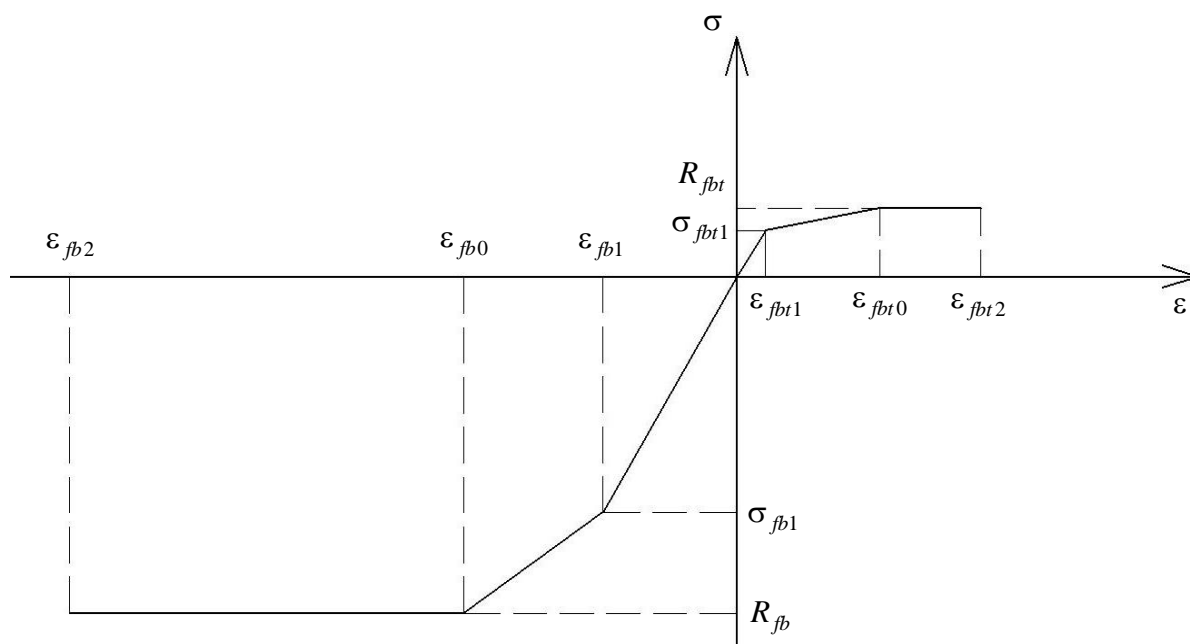


Рисунок 3.15 – Принятая диаграмма деформирования фибробетона

На рисунке 3.15 приняты следующие обозначения:

R_{fb} – расчетное сопротивление фибробетона на сжатие;

$\sigma_{fb1} = 0.7R_{fb}$ – напряжение в фибробетоне в точке излома диаграммы;

$\varepsilon_{fb1} = \frac{\sigma_{fb1}}{E_{fb}}$ – относительные деформации, соответствующие σ_{fb1} ;

ε_{fb0} – относительные деформации при осевом сжатии фибробетона;

ε_{fb2} – максимальные относительные деформации при сжатии;

R_{fbt} – расчетное сопротивление фибробетона на осевое растяжение.

$\sigma_{fbt1} = 0.7R_{fbt}$ – напряжение в фибробетоне в точке излома диаграммы;

$\varepsilon_{fbt1} = \frac{\sigma_{fbt1}}{E_{fb}}$ – относительные деформации, соответствующие σ_{fbt1} ;

ε_{fbt0} – относительные деформации при осевом растяжении фибробетона;

ε_{fbt2} – максимальные относительные деформации при растяжении.

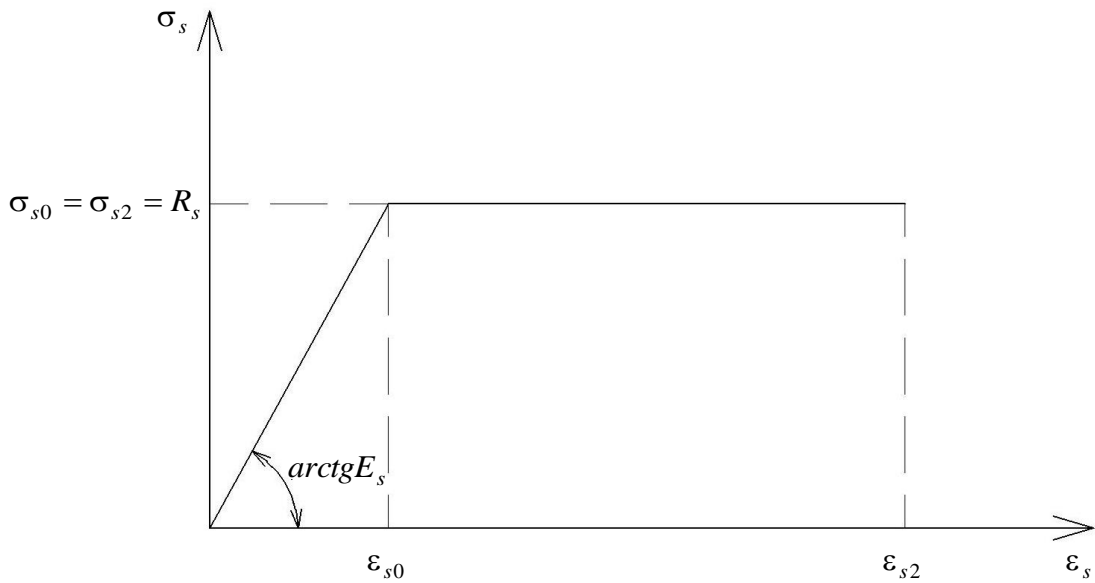


Рисунок 3.16 – Принятая диаграмма деформирования арматуры

Общий вид стойки, замоделированной в ПК ЛИРА-САПР, представлен на рисунке 3.17.

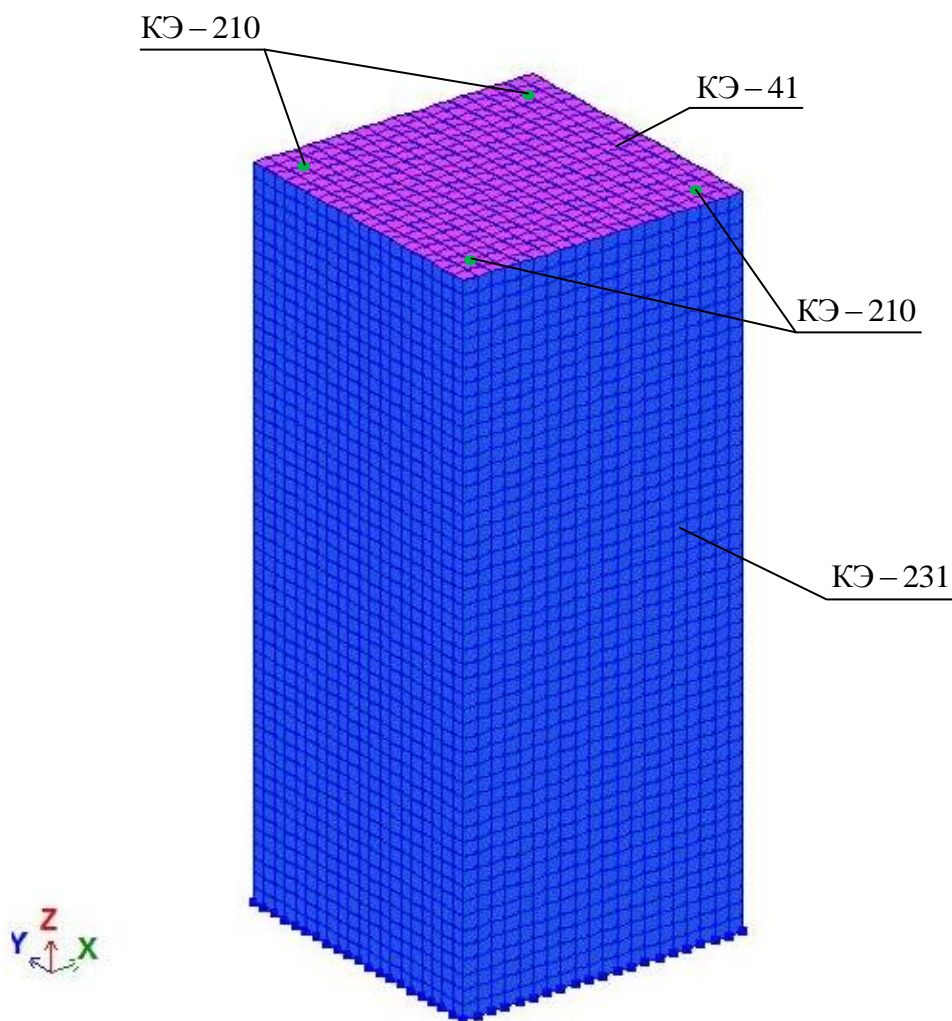


Рисунок 3.17 – Общий вид замоделированной стойки

В результате численного эксперимента получены изополя напряжений, изополя перемещений. С учетом принципа Сен-Венана [116] изополя напряжений и перемещений рассматривались в средней части замоделированной стойки.

На рисунке 3.18 представлены изополя напряжений, согласно которым при разрушающей нагрузке сжатая зона фибробетона «выключается» на 20÷25% от площади сжатой зоны (рис. 3.18). Под «выключением из работы» принималось достижение объемным элементом предела прочности фибробетона на сжатие.

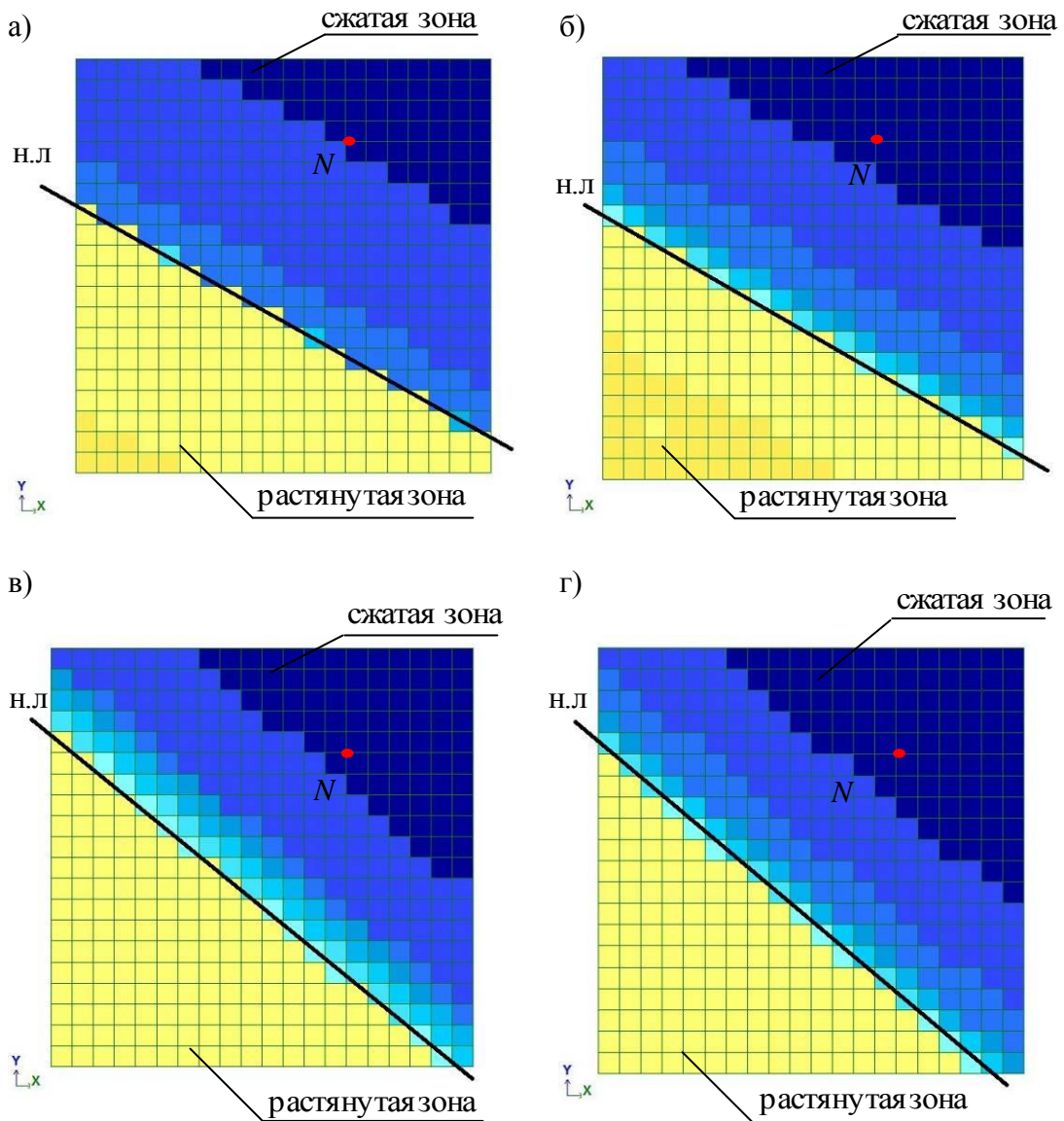


Рисунок 3.18 – Изополя напряжений фиброжелезобетонных стоек при разрушающей нагрузке

а) 1ФБЖБ-3-6; б) 2ФБЖБ-3-6; в) 1ФБЖБ-4-5; г) 2ФБЖБ-4-5

Также опытные образцы были посчитаны в линейной постановке, так как данный метод расчета более распространен в инженерной практике. Для моделирования фибробетона использовался КЭ тип 36 – восьми узловой шестигранник размерами 0,01x0,01x0,01 (м), для арматуры – КЭ тип-10 (стержневой элемент в общем случае с шестью степенями свободы в узлах).

3.2.2 Сравнение данных численного и физического экспериментов

В таблице 3.3 приведены сравнения относительных деформаций опытных данных с данными численного эксперимента в линейной и нелинейной постановке на разных этапах загрузки. Относительные деформации замерялись так же, как и в эксперименте на каждой грани стойки (см. рис. 3.7).

Расхождение между данными физического и численного эксперимента в нелинейной постановке удовлетворительное, не превышает 17%.

Расхождение между данными физического и численного эксперимента в линейной постановке при нагрузке до $0,3 \times N_p$ включительно также удовлетворительное.

С увеличением нагрузки расхождение между данными становится значительным. Результаты физического эксперимента в разы превышают результаты численного эксперимента. При этом при разрушающей нагрузке напряжения на отдельных участках превышали прочность фибробетона на сжатие в $1,5 \div 2$ раза, а на растяжение в $3 \div 4$ раза. Не учет нелинейности материала приводит к значительным погрешностям в расчетах.

Согласие результатов численного эксперимента в нелинейной постановке с физическим экспериментом говорит о корректности проведения испытания образцов в ПК Лира и позволяет нам проводить дальнейшие исследования кососжимаемых элементов в данном программном комплексе с учетом нелинейности материалов.

Таблица 3.3 – Результаты сравнения численного и физического экспериментов

$\varepsilon \times 10^3$	$0,3 \times N_p$					$0,6 \times N_p$					$0,9 \times N_p$				
	эксп	Лира нелин.	Δ , %	Лира лин.	Δ , %	эксп	Лира нелин.	Δ , %	Лира лин.	Δ , %	эксп	Лира нелин.	Δ , %	Лира лин.	Δ , %
1ФБЖБ-3-6															
ε_1	0,028	0,026	7,7	0,023	27,3	0,122	0,138	11,6	0,047	160	0,444	0,506	12,3	0,071	525
ε_2	0,166	0,185	10,3	0,168	1,2	0,595	0,650	8,5	0,337	76,6	1,820	2,11	13,7	0,505	260
ε_3	0,135	0,152	11,2	0,141	4,3	0,584	0,567	3,5	0,283	106	1,695	1,924	11,9	0,423	301
ε_4	-0,129	-0,153	15,7	-0,165	21,8	-0,371	-0,337	10,1	-0,349	6,3	-0,981	-0,915	7,2	-0,523	87,6
ε_5	-0,217	-0,258	15,9	-0,254	14,6	-0,578	-0,600	3,7	-0,517	11,8	-1,663	-1,808	8,0	-0,758	119
ε_6	-0,374	-0,433	13,6	-0,407	8,1	-1,080	-1,132	4,6	-0,842	28,3	-3,920	-4,224	7,2	-1,250	214
ε_7	-0,348	-0,393	11,5	-0,39	10,8	-1,033	-1,067	3,2	-0,783	31,9	-3,750	-4,067	7,8	-1,175	219
ε_8	-0,065	-0,075	13,3	-0,068	4,4	-0,165	-0,15	10,0	-0,137	20,4	-0,375	-0,346	8,4	-0,205	82,9
2ФБЖБ-3-6															
ε_1	0,021	0,022	4,5	0,020	5,0	0,115	0,126	8,7	0,042	174	0,423	0,480	11,8	0,063	571
ε_2	0,169	0,183	7,7	0,163	3,7	0,621	0,700	11,3	0,336	84,8	1,740	2,028	14,2	0,489	256
ε_3	0,131	0,150	12,7	0,137	4,4	0,545	0,617	11,7	0,282	93,3	1,633	1,907	14,4	0,423	286
ε_4	-0,142	-0,153	7,2	-0,159	10,7	-0,308	-0,334	7,8	-0,350	4,6	-0,910	-0,967	5,9	-0,523	74,0
ε_5	-0,233	-0,252	7,5	-0,247	5,7	-0,842	-0,900	6,4	-0,508	77,2	-2,434	-2,720	10,5	-0,750	225
ε_6	-0,361	-0,403	10,4	-0,405	10,9	-1,015	-1,180	14,0	-0,833	21,8	-3,620	-3,980	9,9	-1,233	194
ε_7	-0,338	-0,377	10,3	-0,379	10,8	-0,84	-0,897	6,4	-0,783	7,3	-3,450	-3,802	9,3	-1,167	196
ε_8	-0,057	-0,063	9,5	-0,066	13,6	-0,107	-0,119	10,1	-0,131	18,3	-0,245	-0,263	6,8	-0,203	20,7

$\varepsilon \times 10^3$	$0,3 \times N_p$					$0,6 \times N_p$					$0,9 \times N_p$				
	эксп	Лира нелин.	Δ , %	Лира лин.	Δ , %	эксп	Лира нелин.	Δ , %	Лира лин.	Δ , %	эксп	Лира нелин.	Δ , %	Лира лин.	Δ , %
3ФБЖБ-4-5															
ε_1	-0,032	-0,033	3,0	-0,041	22,0	-0,046	-0,049	6,1	-0,085	45,9	0,096	0,108	11,1	-0,128	184
ε_2	0,170	0,186	8,6	0,178	4,5	0,663	0,733	9,1	0,336	97,3	1,784	2,133	16,4	0,508	251
ε_3	0,154	0,176	12,5	0,168	8,3	0,619	0,717	13,7	0,318	94,7	1,647	1,954	15,7	0,474	247
ε_4	-0,082	-0,095	13,7	-0,108	24,1	-0,135	-0,157	14,0	-0,237	43,0	-0,320	-0,370	13,5	-0,359	10,9
ε_5	-0,176	-0,198	11,1	-0,203	13,3	-0,453	-0,500	9,4	-0,407	11,3	-1,370	-1,600	14,4	-0,608	125
ε_6	-0,393	-0,429	8,4	-0,428	8,2	-1,242	-1,300	4,5	-0,850	46,1	-4,080	-4,575	10,8	-1,308	212
ε_7	-0,376	-0,413	9,0	-0,426	11,7	-1,115	-1,217	8,4	-0,842	32,4	-3,873	-4,312	10,2	-1,283	202
ε_8	-0,131	-0,137	4,4	-0,138	5,1	-0,365	-0,337	8,3	-0,273	33,7	-0,691	-0,800	13,6	-0,418	65,3
4ФБЖБ-4-5															
ε_1	-0,043	-0,046	6,5	-0,050	14,0	-0,035	-0,037	5,4	-0,102	63,7	0,100	0,111	9,9	-0,148	175
ε_2	0,204	0,228	10,5	0,188	8,5	0,793	0,908	12,7	0,374	112	1,827	2,203	17,0	0,575	218
ε_3	0,190	0,218	12,8	0,178	6,7	0,758	0,883	14,2	0,358	112	1,693	2,037	16,9	0,525	222
ε_4	-0,105	-0,122	13,9	-0,133	21,1	-0,177	-0,207	14,5	-0,266	33,5	-0,440	-0,501	12,2	-0,393	12,0
ε_5	-0,198	-0,225	12,0	-0,228	13,2	-0,493	-0,550	10,4	-0,450	9,6	-1,350	-1,542	12,5	-0,675	100
ε_6	-0,453	-0,508	10,8	-0,486	6,8	-1,388	-1,492	7,0	-0,983	41,2	-4,008	-4,483	10,6	-1,442	178
ε_7	-0,437	-0,492	11,2	-0,483	9,5	-1,338	-1,458	8,2	-0,950	40,8	-3,853	-4,275	9,9	-1,408	174
ε_8	-0,142	-0,150	5,3	-0,153	7,2	-0,382	-0,350	6,4	-0,308	24,0	-0,723	-0,833	13,2	-0,456	58,6

Примечание: $\Delta = \frac{\varepsilon_{\text{числ}} - \varepsilon_{\text{эксп}}}{\varepsilon_{\text{числ}}} \times 100\%$

Выводы по третьей главе

При испытании железобетонных и фиброжелезобетонных стоек на косо внецентренное сжатие получены следующие результаты в области физических экспериментов:

1. При принятых исходных данных, характеризующих работу конструкций в условиях косо внецентренного сжатия с малыми эксцентриситетами, разрушение железобетонных и фиброжелезобетонных стоек, как и ожидалось, произошло по второму случаю от раздробления бетона (фибробетона) сжатой зоны. Однако в отличие от хрупкого разрушения железобетонных образцов разрушение фиброжелезобетонных стоек носило вязкий характер.
2. Введение фибрового армирования положительно сказывается на несущей способности, в отдельных случаях ее увеличение достигало 19%.
3. Предельная сжимаемость фиброжелезобетонных стоек в зависимости от приложения нагрузки возрастает до 32% по сравнению с железобетонными стойками.
4. Предельная растяжимость фиброжелезобетонных стоек в зависимости от приложения нагрузки возрастает до 40% по сравнению с железобетонными стойками.
5. Усилие трещинообразования в фиброжелезобетонных образцах было в 2 раза больше, чем в железобетонных.
6. В фиброжелезобетонных образцах наблюдалось уменьшение шага трещин по сравнению с железобетонными аналогами в 2÷3 раза.
7. Ширина раскрытия трещин при нагрузках $0,6 \div 0,7$ от разрушающей в железобетонных образцах составила 0,2 мм, а в фиброжелезобетонных – 0,1 мм.

В области численных экспериментов получены следующие результаты:

1. Данные численного эксперимента, выполненного в ПК ЛИРА-САПР 2013 в нелинейной постановке, дают удовлетворительное согласие с

результатами физического эксперимента. Расхождение составляет не более 17%.

2. Данные численного эксперимента в линейной постановке при нагрузке до $0,3 \times N_p$ включительно дают также удовлетворительное согласие с результатами физического эксперимента. С увеличением нагрузки расхождение становится значительным. Значения деформаций, полученных в физическом эксперименте, в разы превышают результаты численного эксперимента в линейной постановке. При этом напряжения при разрушающей нагрузке превышают прочность фибробетона на сжатие в $1,5 \div 2$ раза, а на растяжение в $3 \div 4$ раза.

Удовлетворительное согласие численного и физического эксперимента позволяет дальнейшие исследования кососжимаемых элементов проводить в программном комплексе ЛИРА-САПР с учетом нелинейности материалов.

ГЛАВА 4. РАЗРАБОТКА МЕТОДОВ РАСЧЕТА КОСОСЖИМАЕМЫХ ФИБРОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

4.1 Основные положения расчета кососжимаемого фиброжелезобетонного элемента на основе нелинейной деформационной модели

Как уже говорилось выше, в современных нормах отсутствуют расчеты фиброжелезобетонных конструкций на сложные деформации, в т. ч. на косое внецентренное сжатие. Исследования на предыдущих этапах создали предпосылки для разработки метода расчета таких конструкций с учетом неупругих деформаций фибробетона и арматуры.

Разрабатываемый в целях востребованности в практике проектирования метод должен быть достаточно адекватным в отражении действительной работы конструкций, при этом быть достаточно удобным в проектной практике, понимании и воспроизведении инженеров (в отличие от программных комплексов «тяжелого» класса типа ANSYS).

Действующие нормы по железобетонным конструкциям [106, 107] рекомендуют вести расчет таких конструкций на основе нелинейной деформационной модели (НДМ) с использованием аналитических зависимостей « σ – ε » для бетона и арматуры. На сегодняшний день существует множество таких зависимостей, предложенных различными авторами, среди которых В.Н. Байков [4], С.В. Горбатов [32], Ю.П. Гуца и Л.Л. Лемыш [35], А.И. Заикин [37], Н.И. Карпенко [39 – 41], А.Н. Павликов [69], К.Э. Таль [113], Ю.В. Чиненков [136], Е.А. Чистяков и С.С. Мамедов [137] и другие.

Метод расчета на основе нелинейной деформационной модели может рассматриваться как некий общий метод анализа НДС элементов и расчета их по обеим группам предельных состояний. Этот метод основан на непосредственном использовании диаграмм деформирования бетона и арматуры, в том числе полученных опытным путем. В качестве диаграмм

деформирования материалов могут быть использованы зависимости « $\sigma - \varepsilon$ » разных видов, в частности, кусочно-линейные и криволинейные, построенные с учетом вида напряженного состояния и режима нагружения. В расчете применяется гипотеза плоских сечений. В отличие от метода предельных состояний, метод расчета по НДМ позволяет выполнять анализ НДС не только в предельном состоянии, но и на предыдущих стадиях нагружения.

За критерий прочности при расчете по деформационной модели в работе принимается деформационный критерий, предполагающий достижение сжатым фибробетоном и арматурой предельных относительных деформаций. Такой подход согласуется с последней редакцией действующих норм по железобетонным конструкциям [107].

Расчет прочности кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов будет производиться также на основе деформационных критериев:

$$\varepsilon_{fb,max} \leq \varepsilon_{fb2}, \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_{s,max} \leq \varepsilon_{s,ult}, \quad (4.2)$$

где $\varepsilon_{fb,max}$ – относительная деформация наиболее сжатого волокна фибробетона в нормальном сечении элемента;

$\varepsilon_{s,max}$ – относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента;

ε_{fb2} – предельно допустимое значение относительной деформации фибробетона при сжатии;

$\varepsilon_{s,ult}$ – предельно допустимое значение относительной деформации удлинения арматуры, принимаемое равным 0,025 для арматуры с физическим пределом текучести и 0,015 для арматуры с условным пределом текучести.

Анализируя результаты испытания фибробетонных образцов (2.1.1 и 2.1.2), а также на основании экспериментальных зависимостей «напряжения-деформации» (рис. 4.1, рис. 4.2) эпюру напряжений сжатого фибробетона

принимаем трапецевидной с максимальным напряжением R_{fb} , а эпюру напряжений растянутого фибробетона кусочно-линейной с тремя характерными участками.

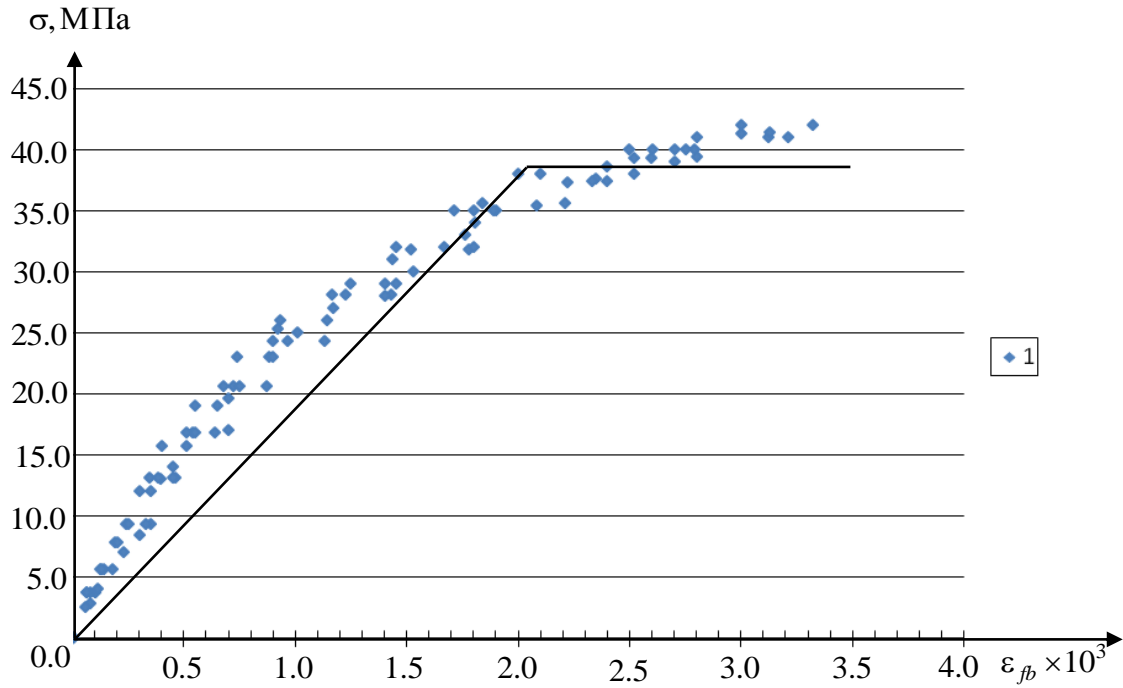


Рисунок 4.1 – Диаграмма « $\sigma - \varepsilon$ » для фибробетона при осевом сжатии при $\mu = 2,0 \%$
1 – результаты эксперимента

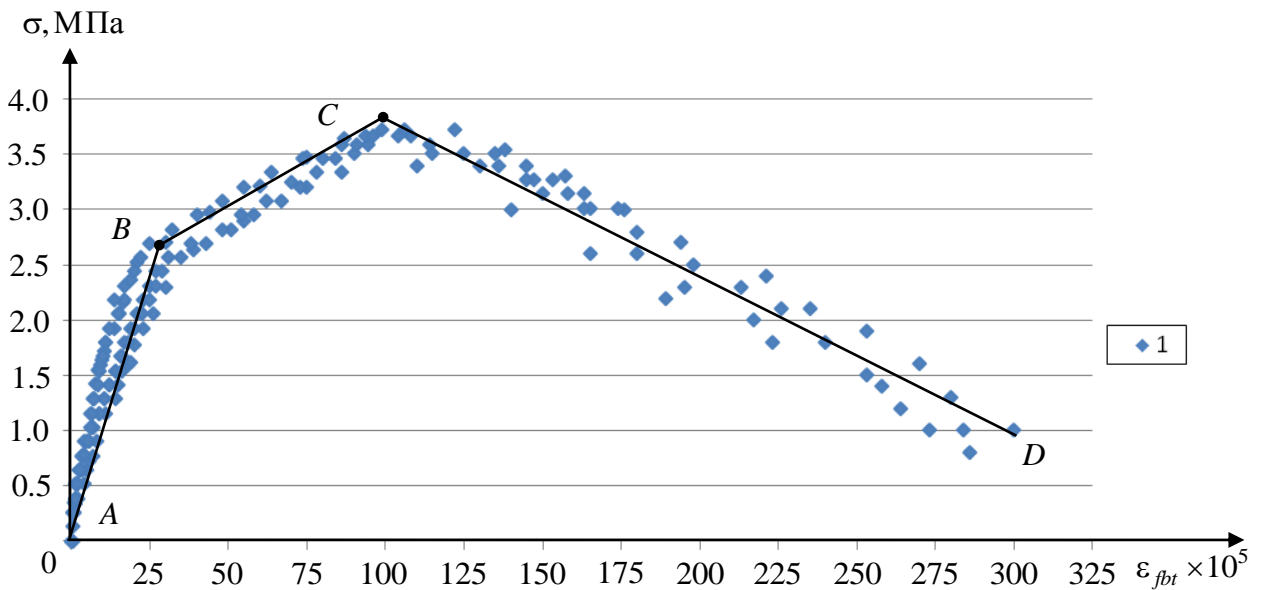


Рисунок 4.2 – Диаграмма « $\sigma - \varepsilon$ » для фибробетона при осевом растяжении при $\mu = 2,0 \%$
1 – результаты эксперимента

На участке АВ (рис. 4.2) фибробетон обнаруживает сплошность и работает упруго до образования первой магистральной трещины. С ростом нагрузки (участок ВС) увеличивается ширина раскрытия этой трещины, растягивающие усилия в сечении с трещиной воспринимаются фиброй.

Поскольку усилие на выдергивание фибр меньше, чем усилие на разрыв высокопрочной фибры, то при достижении максимального напряжения (точка С) фибра вытягивается из тела бетона, что обуславливает нисходящую ветвь на диаграмме (участок CD).

При расчете по НДМ с учетом рекомендаций российских норм по железобетону [106, 107] работу сжатого фибробетона представляем по билинейной схеме (рис. 4.3). В растянутой зоне принимаем оригинальную схему в виде трехлинейной диаграммы (рис. 4.4).

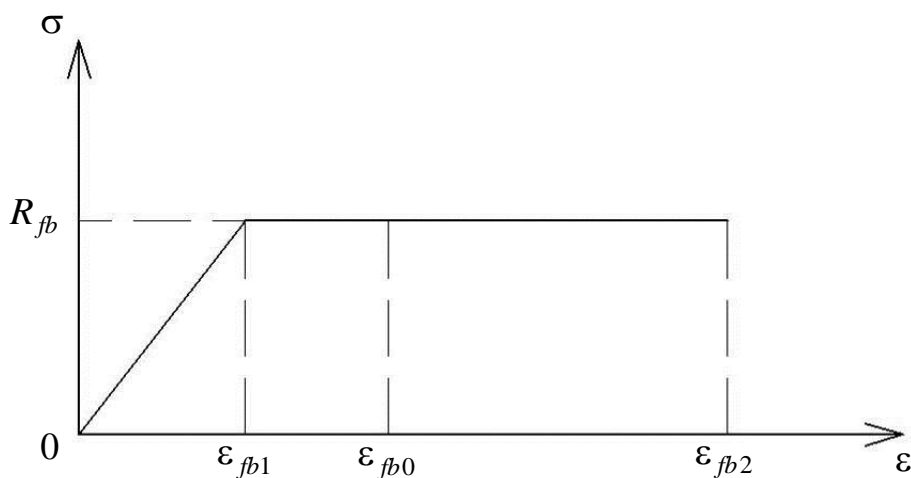


Рисунок 4.3 – Зависимость « $\sigma - \epsilon$ » для фибробетона при осевом сжатии

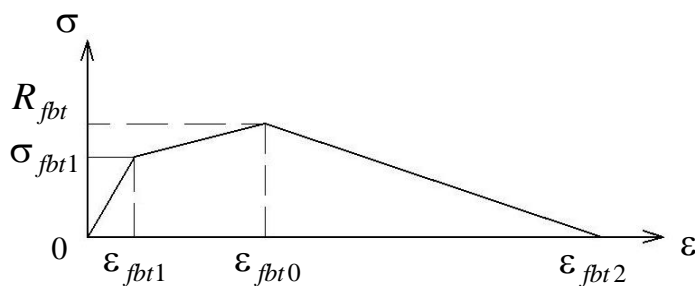


Рисунок 4.4 Диаграмма « $\sigma - \epsilon$ » для фибробетона при осевом растяжении

На рисунках 4.3 и 4.4 даны следующие обозначения:

ε_{fb1} – относительные деформации в точке излома диаграммы;

ε_{fb0} – относительные деформации при осевом сжатии фибробетона;

ε_{fb2} – максимальные относительные деформации при сжатии;

R_{fb} – расчетное сопротивление фибробетона на сжатие;

$\varepsilon_{fbt1} = m \times \varepsilon_{fb1}$ – относительные деформации, соответствующие образованию первой трещины, где m – коэффициент, полученный опытным путем. Для $\mu_f = 2.0\%$ – $m = 0.3$;

ε_{fbt0} – относительные деформации, соответствующие пиковой точке диаграммы (предельная растяжимость фибробетона);

ε_{fbt2} – максимальные относительные деформации при осевом растяжении;

$\sigma_{fbt1} = n \times R_{fbt}$ – напряжение в фибробетоне, возникающее при образовании первой трещины, где n – коэффициент, полученный опытным путем. Для $\mu_f = 2.0\%$ – $n = 0.7$;

R_{fbt} – расчетное сопротивление фибробетона на осевое растяжение.

При расчете по нелинейной деформационной модели принимаем следующие допущения:

1. Нормальное сечение элемента разбивается на участки с конечными размерами (рис. 4.5), размеры и форма которых принимается, исходя из удобств и требований точности расчета. В пределах площади каждого элементарного участка фибробетона A_{fbi} с координатами x_i и y_i и арматурных стержней A_{sj} с координатами x_j и y_j нормальные напряжения считаются равномерно распределенными с интенсивностью σ_{fbi} и σ_{sj} .

2. Знаки координат центров тяжести элементарных участков фибробетона и арматурных стержней принимают в соответствии с назначенной системой координат XOY .

3. Справедлив закон плоских сечений.

4. Эпюра напряжений в сжатой зоне принимается двухлинейной (рис. 4.3).

5. Относительные деформации сжатой зоны ε_{fb1} и ε_{fb2} принимаются по аналогии с [61] равными

$$\varepsilon_{fb1} = 1,8 \times 10^{-3} \times \left(\frac{R_{fb}}{R_b} \right)^2; \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_{fb2} = 3,5 \times 10^{-3} + 5 \times \left(\frac{R_{fb}}{R_b} - 1 \right) \times 10^{-3}. \quad (4.4)$$

6. Эпюра напряжений в растянутой зоне принимается трехлинейной (рис. 4.4).

7. Относительные деформации растянутой зоны $\varepsilon_{fbt0} = \varepsilon_{fbt1}$ принимаем согласно формуле (2.1), ε_{fbt2} ограничиваем предельной растяжимостью арматуры

$$\varepsilon_{fbt0} = 1,5 \times 10^{-4} + \mu_f \times \frac{R_{fbt}}{R_{bt}} \times 1,59 \times 10^{-4}; \quad (4.5)$$

$$\varepsilon_{fbt2} = \frac{R_s}{E_s}. \quad (4.6)$$

8. Величину растягивающих напряжений в краевых волокнах растянутой зоны сечения в сторону запаса принимаем равной нулю ($\sigma_{fbt} = 0$). Это существенно упрощает задачу, а количественная ошибка при этом, как показывают предварительные расчеты, незначительна.

9. В качестве расчетной диаграммы деформирования арматуры принимаем двухлинейную диаграмму Прандтля в соответствии с [106, 107].

10. Процесс сходимости следует считать завершенным, если полученное на предыдущем и текущем этапе расчета расхождение в результатах кривизн и деформаций отличается не более заранее заданной величины. В нашем случае на основании проведенных вычислений и по аналогии с [5] таким критерием окончательной сходимости принимается

различие в относительном среднеквадратическом приращении деформаций на двух смежных итерациях не более 0,1%

$$\sqrt{\frac{1}{3} \times \left(\left(\frac{\varepsilon_{0,i} - \varepsilon_{0,i+1}}{\varepsilon_{0,i+1}} \right)^2 + \left(\frac{1/r_{x,i} - 1/r_{x,i+1}}{1/r_{x,i+1}} \right)^2 + \left(\frac{1/r_{y,i} - 1/r_{y,i+1}}{1/r_{y,i+1}} \right)^2 \right)} \leq \Delta, \quad (4.7)$$

где $\Delta = 0,001$.

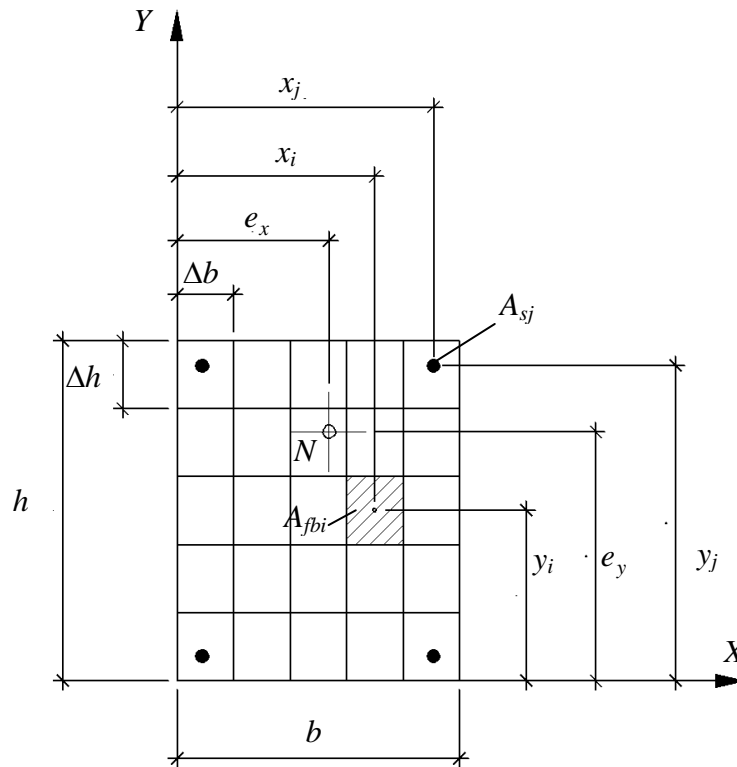


Рисунок 4.5 – Дискретная расчетная модель нормального сечения фиброжелезобетонного элемента прямоугольной формы

Схема расчетного сечения кососжимаемого фиброжелезобетонного элемента представлена на рисунке 4.6.

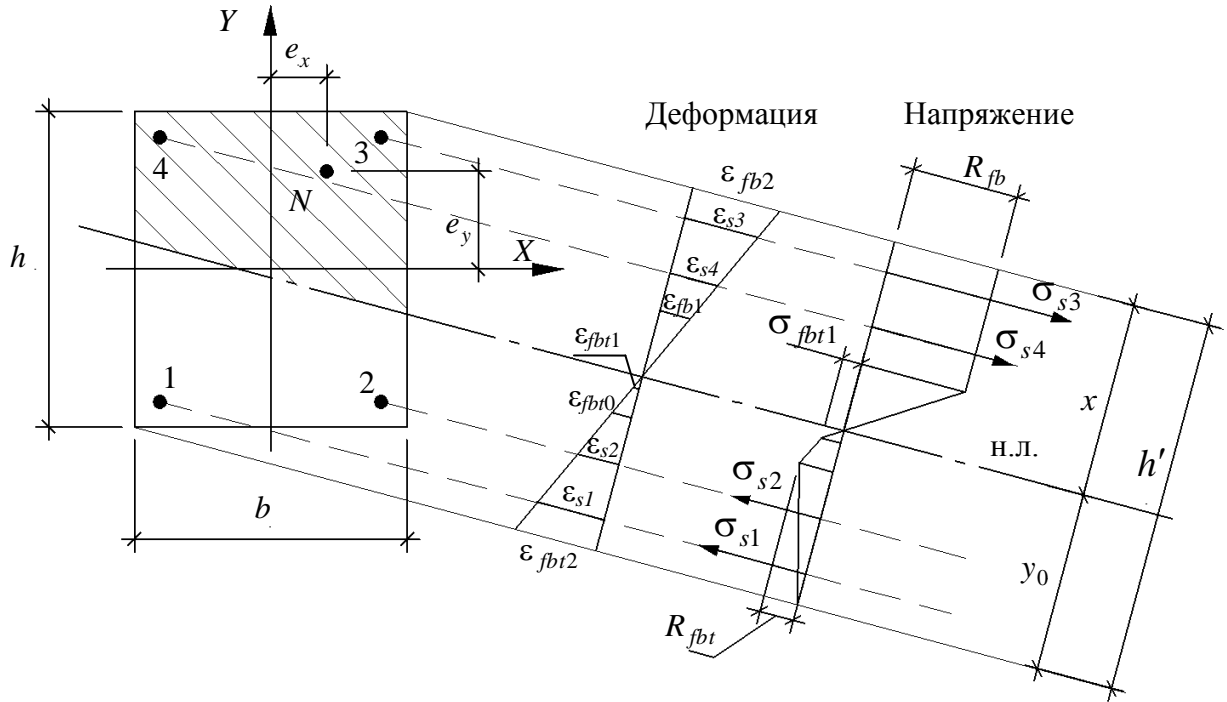


Рисунок 4.6 – Схема расчетного сечения фиброармированного кососжимаемого элемента в предельном состоянии

Условия равновесия внешних и внутренних сил, относительно выбираемых координатных осей, записываются для любого уровня нагружения в единообразной форме по аналогии с [107, 5]:

$$N = \sum_i \sigma_{fbi} A_{fbi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj}, \quad (4.8)$$

$$M_x = \sum_i \sigma_{fbi} A_{fbi} x_i + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} x_j, \quad (4.9)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{fbi} A_{fbi} y_i + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} y_j, \quad (4.10)$$

где $M_x = N \times e_x$; $M_y = N \times e_y$.

Соотношения между напряжениями и деформациями в фибробетоне и арматуре на основе опытных диаграмм деформирования принимаются в общей форме:

$$\sigma_{fbi} = E'_{fbi} \times \varepsilon_{fbi}, \quad (4.11)$$

$$\sigma_{sj} = E'_{sj} \times \varepsilon_{sj}, \quad (4.12)$$

где E'_{fbi} и E'_{sj} – модули продольных деформаций с учетом нелинейной работы фибробетона и арматуры.

Согласно гипотезе плоского деформирования продольные деформации в фибробетоне и арматуре в центрах площадей элементарных участков фибробетона A_{fbi} и арматуры A_{sj} связываются соотношениями:

$$\varepsilon_{fbi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} x_i + \frac{1}{r_y} y_i, \quad (4.13)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} x_j + \frac{1}{r_y} y_j, \quad (4.14)$$

где ε_0 – относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных координатных осей (в точке O); $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ – кривизны продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов M_x и M_y .

Подставляя (4.13) и (4.14) в (4.11) и (4.12) соответственно, а затем в систему уравнений (4.8)–(4.10), получим систему нелинейных уравнений, которую в матричной форме можно записать в виде:

$$\{F\} = [D(\{F\}, S)] \times \{U(\{F\}, S)\}, \quad (4.15)$$

где $\{F\} = \{N \ M_x \ M_y\}^T$ – вектор внешних заданных усилий; $[D(\{F\}, S)]$ – матрица жесткости сечения, являющаяся функцией S геометрических и деформативных параметров сечения и внешних сил (уровня загрузки);

$\{U(\{F\}, S)\} = \left\{ \varepsilon_0 \quad \frac{1}{r_x} \quad \frac{1}{r_y} \right\}^T$ – вектор деформаций, также зависящий от

параметров сечения S и от внешних сил.

Матрица жесткости сечения в (4.15) имеет вид:

$$[D(\{F\}, S)] = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} \end{bmatrix}. \quad (4.16)$$

Элементы матрицы (4.16) имеют следующий смысл соответствующих жесткостных характеристик:

$$D_{11} = \sum_i E'_{fbi} A_{fbi} + \sum_j E'_{sj} A_{sj} - \quad (4.17)$$

– осевая жесткость;

$$D_{12} = D_{21} = \sum_i E'_{fbi} A_{fbi} x_i + \sum_j E'_{sj} A_{sj} x_j - \quad (4.18)$$

– изгибно-осевая жесткость, отражающая взаимное влияние продольной силы N и изгибающего момента M_x ;

$$D_{13} = D_{31} = \sum_i E'_{fbi} A_{fbi} y_i + \sum_j E'_{sj} A_{sj} y_j - \quad (4.19)$$

– изгибно-осевая жесткость, отражающая взаимное влияние продольной силы N и изгибающего момента M_y ;

$$D_{22} = \sum_i E'_{fbi} A_{fbi} x_i^2 + \sum_j E'_{sj} A_{sj} x_j^2 - \quad (4.20)$$

– изгибная жесткость сечения в направлении изгибающего момента M_x ;

$$D_{23} = D_{32} = \sum_i E'_{fbi} A_{fbi} x_i y_i + \sum_j E'_{sj} A_{sj} x_j y_j - \quad (4.21)$$

– жесткость сечения, отражающая влияние изгибающих моментов M_x и M_y ;

$$D_{33} = \sum_i E'_{fbi} A_{fbi} y_i^2 + \sum_j E'_{sj} A_{sj} y_j^2 - \quad (4.22)$$

– изгибная жесткость сечения в направлении изгибающего момента M_y .

Жесткостные характеристики (4.17) – (4.22) формируются под совместным влиянием всех внешних сил N , M_x и M_y . Эти характеристики, кроме D_{11} , зависят от выбора координатных осей, при этом результаты расчетов являются одинаковыми при любом выборе этих осей.

4.2 Алгоритм расчета

Матричное нелинейное уравнение (4.15) при известных внешних силах N , M_x и M_y и искомах величинах ε_0 , $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ решается итерационным способом по следующему алгоритму:

1. Нормальное сечение элемента разбивается на участки с конечными размерами по высоте и ширине сечения $\Delta h = \frac{h}{n}$ и $\Delta b = \frac{b}{m}$;

2. Определяется расстояния от центра тяжести каждого участка фибробетона и арматуры до выбранных координатных осей;
3. по формулам (4.17) – (4.22) вычисляются элементы матрицы жесткости для упругого состояния в сечении при $E'_{fbi} = 0.85 \times E_{fbi}$ и $E'_{sj} = E_{sj}$, где E_{fbi} и E_{sj} – начальные модули деформаций;
4. Решается уравнение (4.15) относительно неизвестных величин ε_0 , $\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$;
5. По формулам (4.13) и (4.14) вычисляются деформации ε_{fbi} и ε_{sj} во всех элементарных участках A_{fbi} и A_{sj}
6. С учетом расчетной схемы (рис. 4.6) модуль деформации на каждом участке определяется:

- в растянутой зоне:

$$- \text{ на участке } \varepsilon_{fbt0} < \varepsilon_{fb,i} \leq \varepsilon_{fbt2}: \quad E'_{fb,i} = \frac{\sigma_{fbt,i}}{\varepsilon_{fb,i}}, \quad (4.23)$$

$$\text{где } \sigma_{fbt,i} = R_{fbt} - \frac{\varepsilon_{fbt0} - \varepsilon_{fb,i}}{\varepsilon_{fbt0} - \varepsilon_{fbt2}} \times R_{fbt};$$

$$- \text{ на участке } \varepsilon_{fbt1} < \varepsilon_{fb,i} \leq \varepsilon_{fbt0}: \quad E'_{fb,i} = \frac{\sigma_{fbt,i}}{\varepsilon_{fb,i}}, \quad (4.24)$$

$$\text{где } \sigma_{fbt,i} = R_{fbt} - \frac{\varepsilon_{fbt0} - \varepsilon_{fb,i}}{\varepsilon_{fbt0} - \varepsilon_{fbt1}} \times (R_{fbt} - \sigma_{fbt1});$$

$$- \text{ на участке } 0 \leq \varepsilon_{fb,i} \leq \varepsilon_{fbt1}: \quad E'_{fb,i} = 0.85 \times E_{fb}; \quad (4.25)$$

- в сжатой зоне:

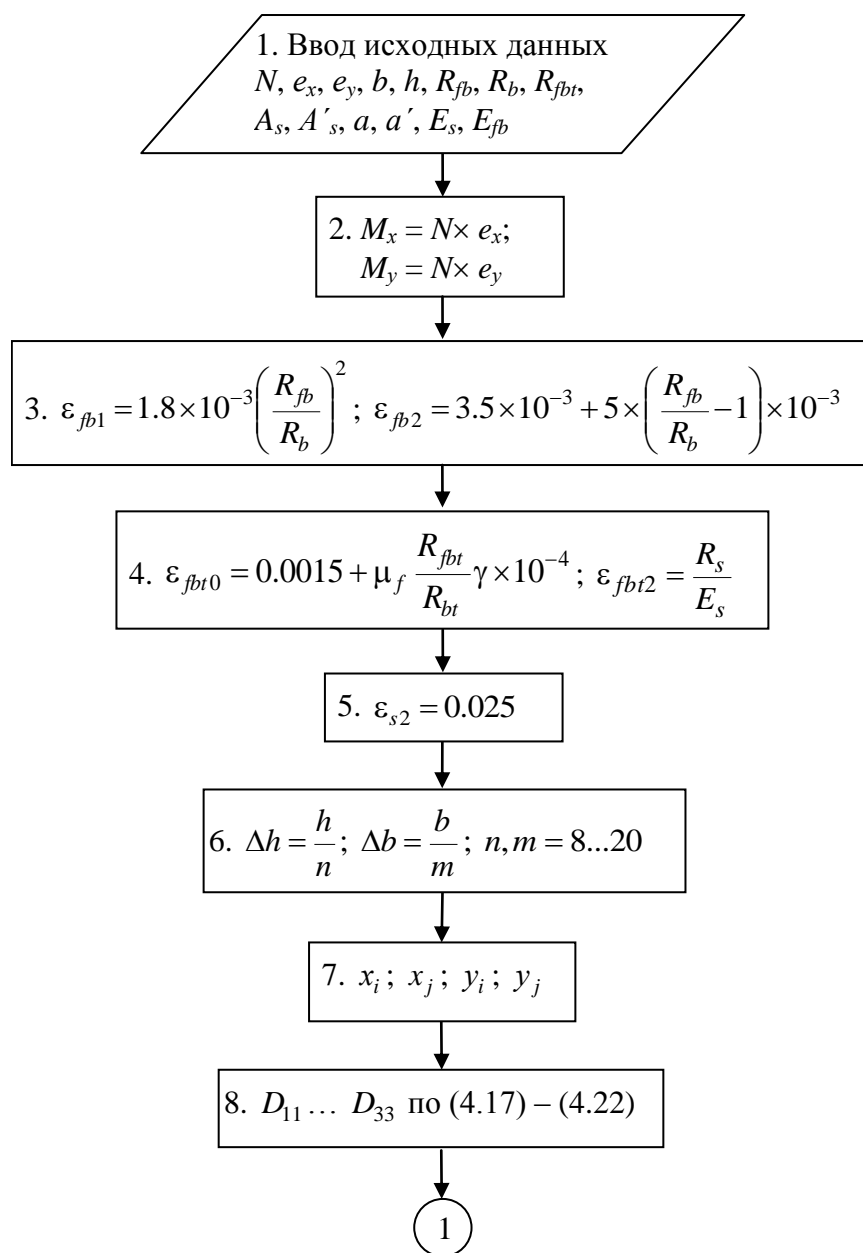
$$- \text{ на участке } 0 \leq \varepsilon_{fb,i} \leq \varepsilon_{fb1}: \quad E'_{fb,i} = 0.85 \times E_{fb}; \quad (4.26)$$

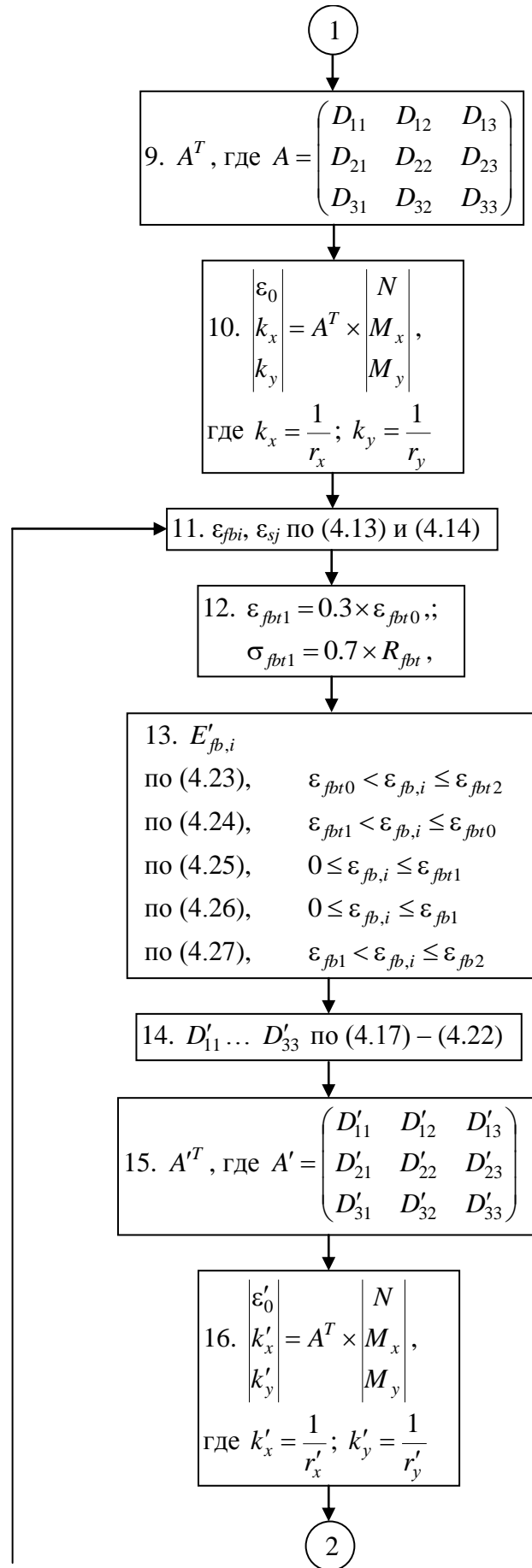
$$- \text{ на участке } \varepsilon_{fb1} < \varepsilon_{fb,i} \leq \varepsilon_{fb2}: \quad E'_{fb,i} = \frac{R_{fb}}{\varepsilon_{fb,i}}. \quad (4.27)$$

7. По полученным новым жесткостным характеристикам уточняются элементы матрицы жесткости по (4.17) – (4.22);
8. Решение повторяется с п. 4.

9. При различии в относительном среднеквадратическом приращении деформаций на двух смежных итерациях, которое определяется по (4.7), менее чем 0,1%, расчет завершается с определением деформации наиболее сжатого волокна фибробетона и наиболее растянутого арматурного стержня. В противном случае расчет повторяется с учетом новых значений деформаций на каждом участке элемента.

Для реализации автоматизированного метода расчета по деформационной модели была разработана блок-схема (рис. 4.7).





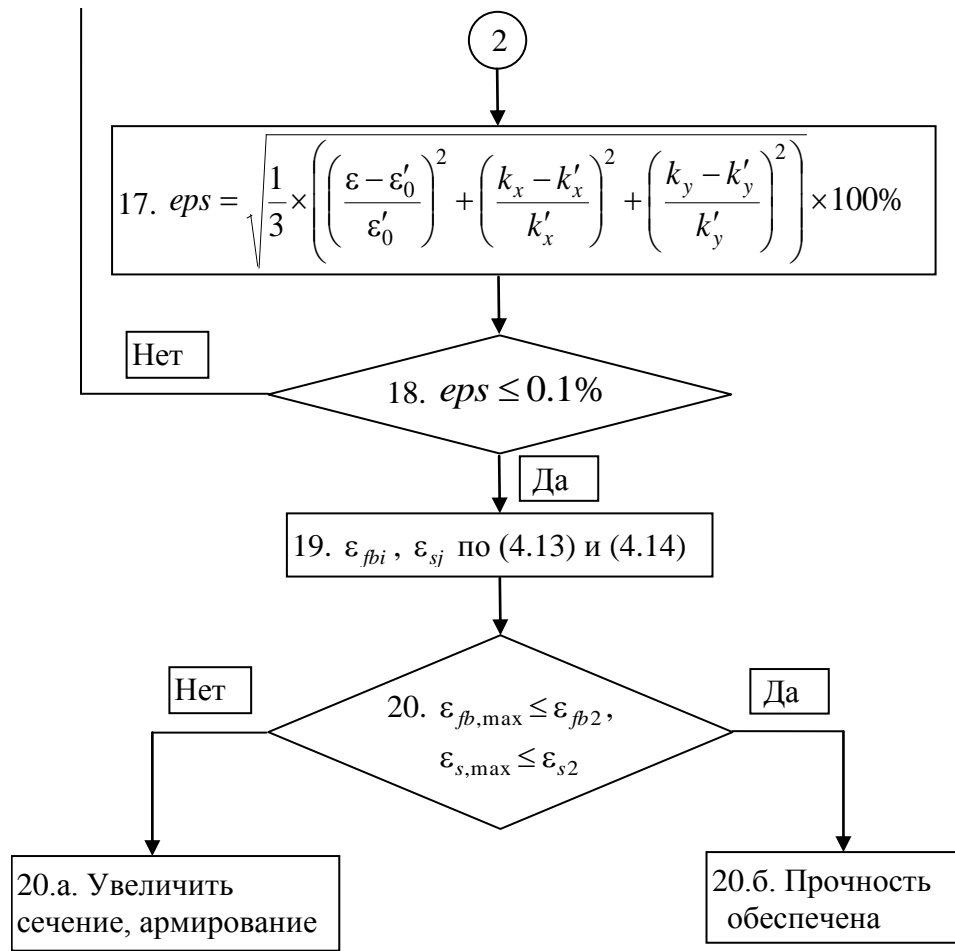


Рисунок 4.7 – Блок-схема

Расчет элементов по «Деформационной модели», как отмечается во многих работах [69, 74, 75, 97, 136], дает более точные результаты, чем расчет по методу предельных усилий. Но при этом он довольно трудоемок, требует использования автоматизированных программ для реализации расчета. В повседневной практике проектирования требуются более простые решения задачи. С этой целью предложен метод расчета кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов с использованием статических уравнений равновесия, дающий удовлетворительное согласие с результатами экспериментальных исследований.

4.3 Основные положения расчета на основе метода предельных состояний

При расчете кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов, как и при расчете железобетонных элементов, при знакопеременном характере НДС можно выделить три случая положения нейтральной линии в зависимости от приложения нагрузки (рис. 4.8):

- 1) первый случай – форма сжатой зоны треугольная;
- 2) второй случай – форма сжатой зоны четырехугольная;
- 3) третий случай – форма сжатой зоны пятиугольная.

Положение сжатой зоны характеризуется параметрами φ_1 , φ_2 , ξ_1 и ξ_2 .

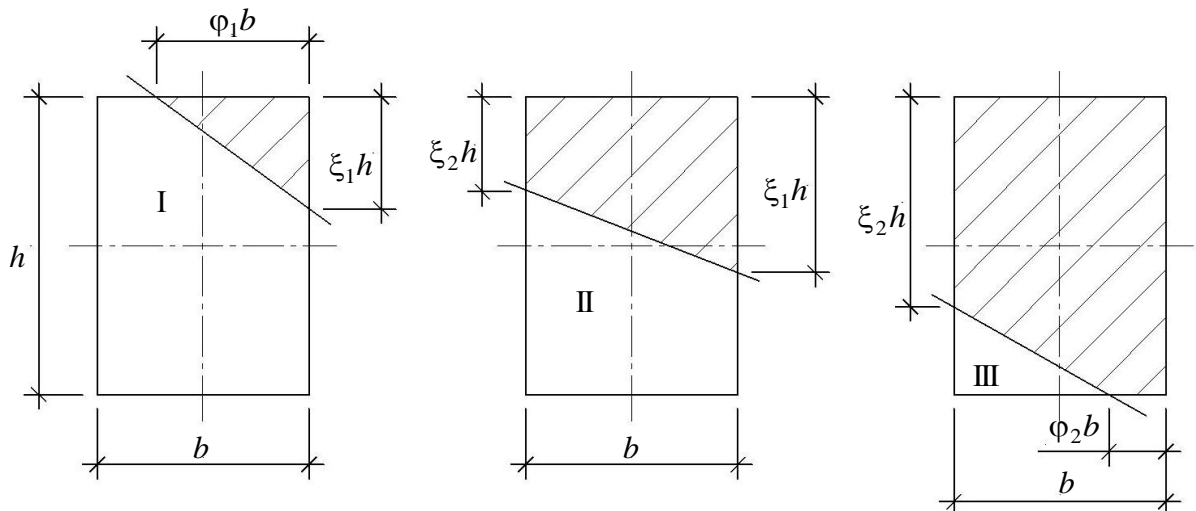


Рисунок 4.8 – Случаи положения нейтральной линии элементов прямоугольного сечения

Рассмотрим второй случай положения нейтральной линии с трапециевидной формой сжатой зоны фибробетона, как случай наиболее сложный. Так как первый случай положения нейтральной линии, согласно экспериментальным исследованиям [17, 26, 29, 86, 119], соответствует первому случаю разрушения кососжимаемых элементов, следовательно, напряжения в растянутой арматуре известны, достигают предельных значений R_s . В случае же с пятиугольной формой сжатой зоны фибробетона величина растянутой зоны фибробетона становится мала, и в расчете пока ей пренебрегаем.

При втором случае положения нейтральной линии в зависимости от величин эксцентриситетов может наблюдаться и первый и второй случаи разрушения.

Расчет кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов для случая больших эксцентриситетов сводится к решению уравнений статического равновесия. Для случая малых эксцентриситетов одних уравнений равновесия недостаточно, необходимо дополнительное уравнение для определения напряжения в растянутой (менее сжатой) арматуре.

С этой целью в ПК ЛИРА-САПР были замоделированы фиброжелезобетонные стойки с различными эксцентриситетами приложения силы и коэффициентами армирования продольной арматуры.

За критерий прочности при определении разрушающей нагрузки принималось следующее:

- 1) достижение арматурой растянутой зоны предела текучести σ_y (первый случай разрушения);
- 2) достижение фибробетона сжатой зоны прочности на сжатие (второй случай).

На основании анализа результатов численного эксперимента (3.2.2) за наступление предельного состояния принималось достижение 20÷25% сечения сжатого фибробетона прочности на сжатие.

Процесс разрушения по первому случаю начинается с достижения предела текучести арматуры позиции 1 (рис. 4.9), при этом в арматуре позиции 2 – $\sigma_{s2} < \sigma_y$. Заканчивается разрушение достижением предела прочности фибробетона сжатой зоны. Учитывая обеспечение соответствующего запаса прочности, целесообразно ограничить напряжения арматуры в растянутой зоне ее пределом текучести (физическим или условным), т.е. $\sigma_{s1,2} \leq \sigma_y$.

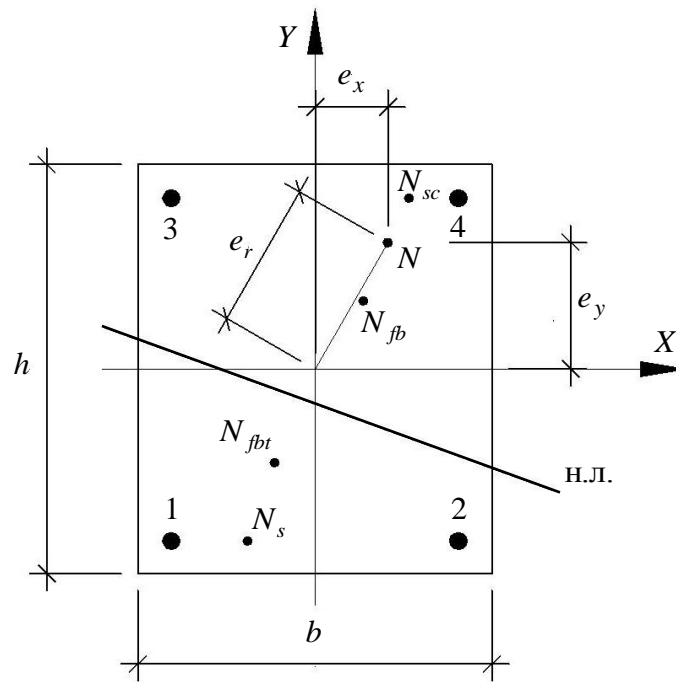


Рисунок 4.9 – Схема расположения равнодействующих усилий

(N_{fb} и N_{fbt} – равнодействующие усилия сжатой и растянутой зон фибробетона соответственно; N_s и N_{sc} – равнодействующие усилия растянутой и сжатой арматур соответственно)

На рисунке 4.10 представлен график зависимости напряжения в растянутой арматуре от величины отношения диагонального эксцентриситета $e_r = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$ к высоте сечения элемента при коэффициентах армирования продольной арматуры $\mu = 0,8\%$; $1,1\%$; $1,5\%$ и $2,0\%$.

Величина напряжения в арматуре достигает предела текучести, т.е. $\sigma_s = \sigma_y = 500\text{МПа}$ (1-ый случай разрушения), при следующих значениях

e_r/h :

- $e_r/h = 0,4$ – при $\mu=0,8\%$;
- $e_r/h = 0,43$ – при $\mu=1,1\%$;
- $e_r/h = 0,47$ – при $\mu=1,5\%$;
- $e_r/h = 0,51$ – при $\mu=2,0\%$.

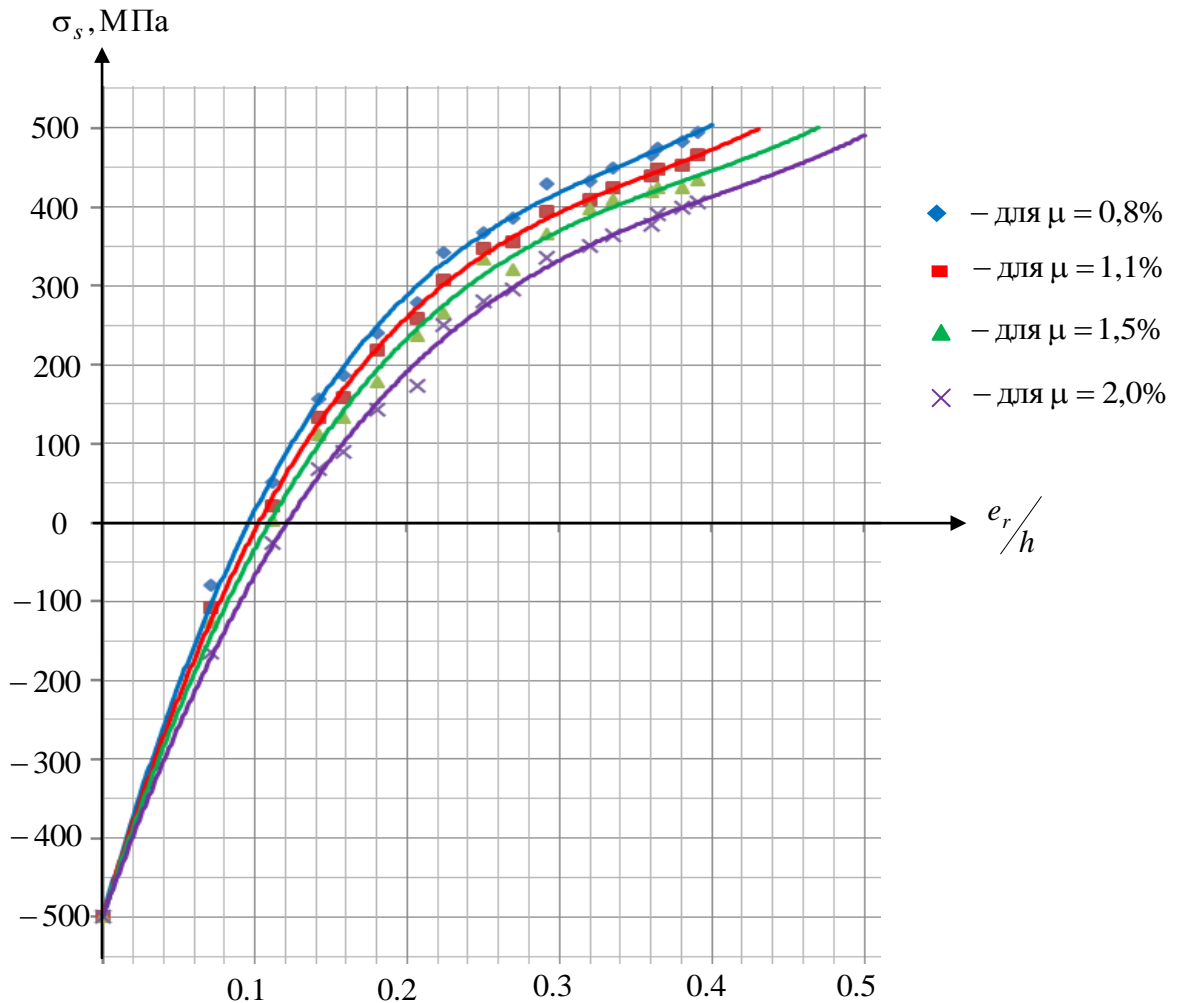


Рисунок 4.10 – График зависимости « $\sigma_s - e_r/h$ »

По второму случаю разрушение кососжимаемого фиброжелезобетонного элемента начинается с достижения предела прочности фибробетона в сжатой зоне, при этом напряжения в сжатой арматуре позиции 3 и 4 (рис 4.9) достигают предельных значений, а в растянутой зоне $\sigma_{s1} < \sigma_y$ и $\sigma_{s2} < \sigma_y$.

На основании проведенного анализа полагаем, что первый случай косога сжатия наблюдается для $\mu=0,8\%$ при $e_r/h \geq 0,4$; для $\mu=1,1\%$ при $e_r/h \geq 0,43$; для $\mu=1,5\%$ при $e_r/h \geq 0,47$; для $\mu=2,0\%$ при $e_r/h \geq 0,51$. По второму случаю разрушения возможны трапециевидная и пятиугольная формы сжатой зоны фибробетона.

Трапецевидная форма наблюдается при следующих значениях e_r/h :

- $0,3 \leq e_r/h < 0,4$ – при $\mu=0,8\%$;
- $0,32 \leq e_r/h < 0,43$ – при $\mu=1,1\%$;
- $0,33 \leq e_r/h < 0,47$ – при $\mu=1,5\%$;
- $0,34 \leq e_r/h < 0,51$ – при $\mu=2,0\%$.

Таким образом, пятиугольная форма сжатой зоны фибробетона наблюдается для $\mu=0,8\%$ при $0 < e_r/h < 0,3$; для $\mu=1,1\%$ при $0 < e_r/h < 0,32$; для $\mu=1,5\%$ при $0 < e_r/h < 0,33$; для $\mu=2,0\%$ при $0 < e_r/h < 0,34$.

На основании анализа данных численного эксперимента предложена следующая структура регрессионного уравнения (4.28) зависимости напряжения в растянутой (менее сжатой) арматуре от отношения величины диагонального эксцентриситета к высоте сечения элемента и от процента армирования продольной арматуры. Проведена параметрическая идентификация и получены значения параметров уравнения. Анализ найденных коэффициентов на основании статистики Стьюдента показывает, что все они значимы и могут быть использованы для прогноза. Скорректированный коэффициент детерминации составляет 0,993. Значение статистики Фишера позволяет принять гипотезу об общей значимости найденного уравнения.

$$\sigma_s = 809,57 + 344,12 \times \ln\left(\frac{e_r}{h}\right) - 93,54 \times \ln(\mu), \quad (4.28)$$

где μ – коэффициент армирования продольной арматуры (в %).

Данная зависимость применима при $e_r/h > 0,02$.

Анализ результатов экспериментальных исследований позволил определить основные расчетные положения:

1. Эпюра напряжений в фибробетоне сжатой зоны принимается прямоугольной с ординатой, равной R_{fb} .

2. Эпюра напряжений в фибробетоне растянутой зоны принимается прямоугольной с ординатой, равной по величине $\sigma_{fbt} = k_{fbt} \times R_{fbt}$, где R_{fbt} – расчетное сопротивление фибробетона растяжению; k_{fbt} – безразмерный коэффициент, определяемый по (2.5).

3. В элементах, разрушающихся по случаю 1, напряжение в наиболее растянутом арматурном стержне принимается равным R_s , а разрушающихся по случаю 2 – равным σ_s , определяемому по зависимости (4.28).

4. В случае трапециевидной формы сжатой зоны фибробетона при определении равнодействующей в растянутой арматуре позиции 1 и 2 (рис. 4.9) для σ_s вводится поправочный коэффициент 0,64, полученный на основании численного эксперимента.

5. Напряжение в сжатой арматуре принимается равным расчетному сопротивлению на сжатие ($\sigma_{sc} = R_{sc}$).

6. Центры тяжести растянутой и сжатой продольной арматуры, сжатого и растянутого фибробетона и точка приложения силы лежат на одной прямой – силовой линии, проходящей через точку приложения силы и центр тяжести растянутой арматуры.

Рассмотрим элемент прямоугольного сечения $b \times h$, сжатый с силой N , приложенной с эксцентриситетами e_x и e_y (рис. 4.11). Для определения разрушающего усилия кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов воспользуемся тремя уравнениями статического равновесия:

$$M_x = N \cdot e_x, \quad (4.29)$$

$$M_y = N \cdot e_y, \quad (4.30)$$

$$N = A_{fb} R_{fb} + A_s R_{sc} - A'_s \sigma_s - A_{fbt} \sigma_{fbt}, \quad (4.31)$$

где M_x , M_y – составляющие внешних моментов в плоскости XOZ и в плоскости YOZ соответственно; N – продольная сжимающая сила;

e_x , e_y – эксцентриситеты приложенной силы;

A_{fb} и A_{fbt} – площади сжатой и растянутой зон фибробетона соответственно;

R_{fb} и σ_{fbt} – расчетное сопротивление фибробетона на сжатие и напряжение фибробетона на растяжение соответственно;

A_s и A'_s – площади поперечного сечения растянутой и сжатой арматур соответственно; R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры на сжатие;

σ_s – напряжение в растянутой арматуре. При первом случае разрушения $\sigma_s = R_s$, при втором – σ_s определяется по (4.28).

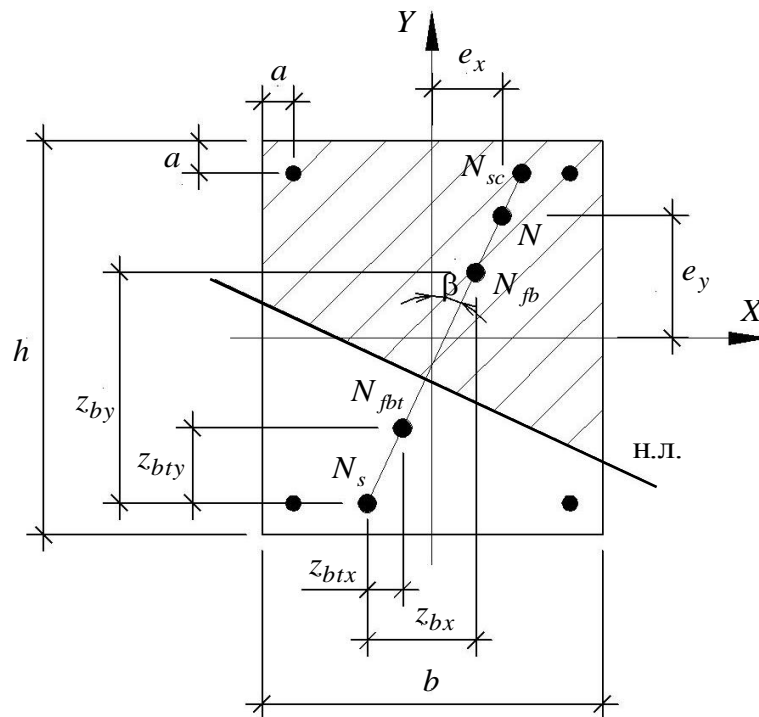


Рисунок 4.11 – Теоретическая модель расчетного поперечного сечения кососжимаемого фиброжелезобетонного элемента

Уравнения (4.29) и (4.30) относительно центра тяжести растянутой арматуры запишем в следующем виде:

$$A_{fb} R_{fb} z_{bx} + A'_s R_{sc} z_{sx} - A_{fbt} \sigma_{fbt} z_{btx} = N(e_x + x_s), \quad (4.32)$$

$$A_{fb} R_{fb} z_{by} + A'_s R_{sc} z_{sy} - A_{fbt} \sigma_{fbt} z_{bty} = N(e_y + y_s), \quad (4.33)$$

где

$$z_{bx} = x_b - 0,5b + x_s, \quad (4.34)$$

$$z_{btx} = x_{bt} - 0,5b + x_s, \quad (4.35)$$

$$z_{by} = b - a - y_b, \quad (4.36)$$

$$z_{bty} = y_{bt} - a, \quad (4.37)$$

$$z_{sx} = x_s + x'_s, \quad (4.38)$$

$$z_{sy} = y_s + y'_s. \quad (4.39)$$

В уравнениях (4.34) – (4.39):

x_s, y_s – координаты центра тяжести растянутой арматуры (рис. 4.12);

x'_s, y'_s – тоже сжатой арматуры (рис. 4.12);

x_b, y_b – координаты центра тяжести сжатого фибробетона (рис. 4.12);

x_{bt}, y_{bt} – тоже растянутого фибробетона (рис. 4.12).

$$x_s = e \cdot \sin \beta - e_x; \quad x'_s = (h - 2a) \cdot \operatorname{tg} \beta - x_s, \quad (4.40)$$

где $e = \frac{e_y + y_s}{\cos \beta}$; $\beta = \operatorname{arctg} \frac{e_x}{e_y}$.

Координаты центров тяжести сжатой и растянутой части поперечного сечения фибробетона определяются по правилам строительной механики:

$$\text{– для сжатой части: } x_b = \frac{x_1 A_1 + x_2 A_2}{A_1 + A_2}, \quad y_b = \frac{y_1 A_1 + y_2 A_2}{A_1 + A_2}; \quad (4.41)$$

$$\text{– для растянутой: } x_{bt} = \frac{x_3 A_3 + x_4 A_4}{A_3 + A_4}, \quad y_{bt} = \frac{y_3 A_3 + y_4 A_4}{A_3 + A_4}, \quad (4.42)$$

где $x_1 = \frac{b}{2}$, $y_1 = \frac{\xi_2 h}{2}$, $A_1 = \xi_2 h b$;

$$x_2 = \frac{2}{3} b, \quad y_2 = \xi_2 h + \frac{h}{3} (\xi_1 - \xi_2), \quad A_2 = \frac{bh}{2} (\xi_1 - \xi_2);$$

$$x_3 = \frac{1}{3} b, \quad y_3 = (1 - \xi_1) h + \frac{h}{3} (\xi_1 - \xi_2), \quad A_3 = \frac{bh}{2} (\xi_1 - \xi_2);$$

$$x_4 = \frac{b}{2}, \quad y_4 = \frac{(1 - \xi_1) h}{2}, \quad A_4 = (1 - \xi_1) h b \quad (\text{рис. 4.13}).$$

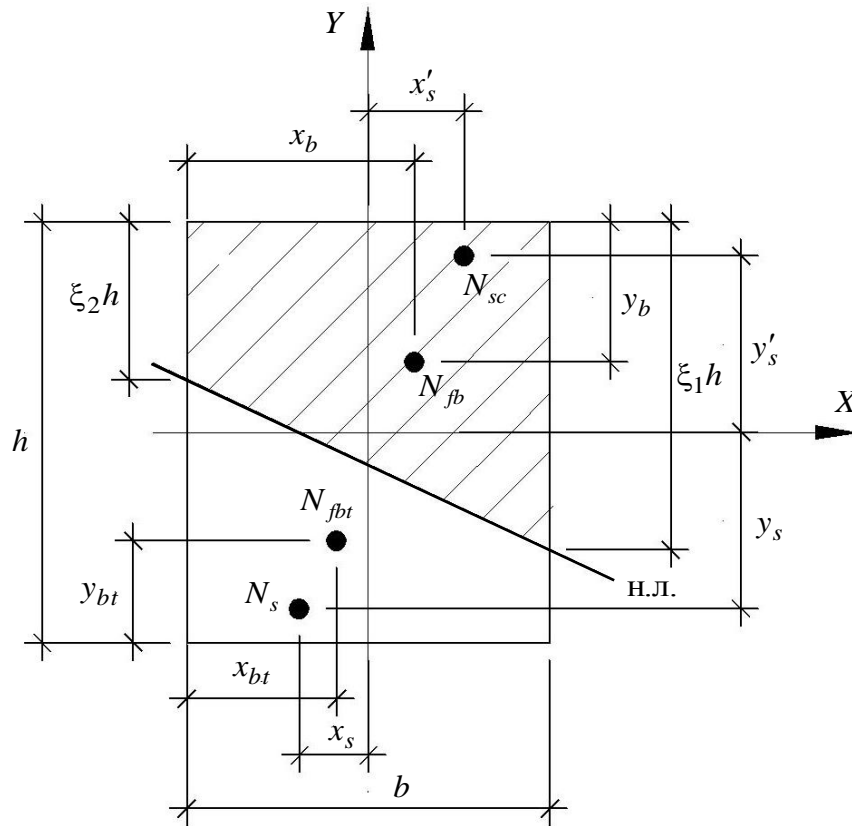


Рисунок 4.12 – Положение центров тяжести сжатого и растянутого фибробетона, сжатой и растянутой арматуры

Площадь сжатой и растянутой зон, а также их центры тяжести определяются через параметры ξ_1 и ξ_2 , характеризующие положения нейтральной линии (рис. 4.8)

$$A_{fb} = \frac{bh \cdot (\xi_1 + \xi_2)}{2}, \quad (4.43)$$

$$A_{fbt} = \frac{bh \cdot (2 - \xi_1 - \xi_2)}{2}, \quad (4.44)$$

$$x_b = \frac{1}{3} b \frac{\xi_2 + 2\xi_1}{\xi_1 + \xi_2}, \quad (4.45)$$

$$y_b = \frac{1}{3} h \frac{\xi_2^2 + \xi_2 \cdot \xi_1 + \xi_1^2}{\xi_1 + \xi_2}, \quad (4.46)$$

$$x_{bt} = \frac{1}{3} b \frac{3 - 2\xi_1 - \xi_2}{2 - \xi_1 - \xi_2}, \quad (4.47)$$

$$y_{bt} = \frac{1}{3} h \frac{3 - 3\xi_1 - 3\xi_2 + \xi_2^2 + \xi_2 \cdot \xi_1 + \xi_1^2}{2 - \xi_1 - \xi_2}. \quad (4.48)$$

Подставляя (4.32) в (4.33) получим

$$A_{fb} R_{fb} z_{bx} + A'_s R_{sc} z_{sx} - A_{fbt} \sigma_{fbt} z_{btx} = \begin{pmatrix} A_{fb} R_{fb} + A'_s R_{sc} - \\ - A_s \sigma_s - A_{fbt} \sigma_{fbt} \end{pmatrix} \cdot (e_x + x_s). \quad (4.49)$$

Решая совместно (4.49) и (4.30), получим квадратное уравнение:

$$A\xi_2^2 + B\xi_2 + C = 0, \quad (4.50)$$

$$\text{где } A = \frac{h \times (b^2 + 12e_x^2)}{(b - 6e_x)^2 (e_y + y_s - h + a)}; B = \frac{b}{0.5b - 3e_x} + \frac{h \times (0.5b + e_x)}{(e_y + y_s - h + a) \times (0.5b - 3e_x)} \times m;$$

$$C = m \times \left(1 + \frac{h}{3 \times (e_y + y_s - h + a)} \times m\right) + p;$$

$$m = \frac{(e_x + x_s) \times (\alpha'_s - \alpha_s - 2\alpha_{nt}) - \alpha'_{sx} + 2\alpha_{nt} \times x_s}{(\alpha_n + \alpha_{nt}) \times \left(\frac{b}{6} - e_x\right)};$$

$$p = \frac{(e_y + y_s) \times (\alpha'_s - \alpha_s - 2\alpha_{nt}) - \alpha'_{sy} + \alpha_{nt} \times (h - 2a)}{(\alpha_n + \alpha_{nt}) \times (e_y + y_s - h + a)}; \alpha_n = \frac{R_{fb} \times b \times h}{2}; \alpha_{nt} = \frac{\sigma_{fbt} \times b \times h}{2};$$

$$\alpha'_s = R_{sc} \times A'_s; \alpha_s = \sigma_s \times A_s; \alpha'_{sx} = R_{sc} \times A'_s \times (x_s + x'_s); \alpha'_{sy} = R_{sc} \times A'_s \times (y_s + y'_s).$$

После нахождения параметров ξ_1 и ξ_2 определяем разрушающее усилие, используя выражение (4.31):

$$N = A_{fb} R_{fb} + A'_s R_{sc} - A_s \sigma_s - A_{fbt} \sigma_{fbt}.$$

4.4 Сравнение результатов теоретического расчета с экспериментальными данными

Проведем сравнение предложенных методов расчета кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов с результатами экспериментальных исследований.

В таблице 4.1 представлены прочностные характеристики опытных образцов, экспериментальные и теоретические значения разрушающего усилия, относительные деформации наиболее сжатой и растянутой грани элемента при нагрузке, равной $0,95 \times N_p$.

Таблица 4.1 – Сравнение результатов теоретического расчета с результатами физического эксперимента

Шифр	Параметры	Эксперимент	по ДМ	Δ %	по методу предельных усилий	Δ %
1ФБЖБ-3-6	N_p, T	60,0	57,1	-5,1	54,1	-10,9
	$\varepsilon_{fbt} \times 10^3$	1,93	2,13	9,4	-	-
	$\varepsilon_{fb} \times 10^3$	4,20	3,76	-11,7	-	-
2ФБЖБ-3-6	N_p, T	58,3	55,7	-4,7	52,6	-10,8
	$\varepsilon_{fbt} \times 10^3$	1,89	2,08	9,1	-	-
	$\varepsilon_{fb} \times 10^3$	4,42	3,85	-14,8	-	-
3ФБЖБ-4-5	N_p, T	70,7	63,2	-11,9	62,1	-13,8
	$\varepsilon_{fbt} \times 10^3$	1,82	2,04	10,8	-	-
	$\varepsilon_{fb} \times 10^3$	4,15	3,82	-8,6	-	-
4ФБЖБ-4-5	N_p, T	74,0	67,0	-10,4	65,5	-13,0
	$\varepsilon_{fbt} \times 10^3$	1,87	2,11	11,4	-	-
	$\varepsilon_{fb} \times 10^3$	4,23	3,89	-8,7	-	-

Примечания: 1) $\Delta = \frac{N_{\text{теор}} - N_{\text{эксп}}}{N_{\text{теор}}} \times 100\%$; 2) $\Delta = \frac{\varepsilon_{\text{теор}} - \varepsilon_{\text{эксп}}}{\varepsilon_{\text{теор}}} \times 100\%$

Максимальное отклонение разрушающих усилий по методу расчета с использованием «Деформационной модели» от экспериментальных данных не превышает 12%. Значения относительных деформаций наиболее сжатой и растянутой грани элемента в сравнении с экспериментальными данными не превышают 15%. Это означает, что предложенный метод удовлетворительно описывает действительную работу конструкции.

Расхождение в результатах расчета по методу предельных усилий с экспериментом составляет не более 14%. Это означает, что и данная методика расчета с использованием уравнений равновесия дает удовлетворительное согласие с экспериментальными данными, следовательно, ее можно использовать при расчете кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов.

Анализируя результаты сравнения, можно отметить, что предложения по второму методу расчета с использованием статических уравнений равновесия дают менее точный результат ($\Delta=13,8\%$) по сравнению с расчетами по нелинейной деформационной модели, что отмечается и у других исследователей [5, 32, 39]. Однако данный метод наиболее прост и удобен в инженерных расчетах. Расчет на основе «Деформационной модели», отличающийся большей точностью ($\Delta=11,9\%$) и сложностью, подходит более для систем автоматизированного пользования.

Выводы по четвертой главе

1. На основании проведенных исследований разработаны методы расчета кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов на основе нелинейной деформационной модели и уравнений статического равновесия.
2. Теоретические данные по обоим методам в сравнении с экспериментальными дают удовлетворительное согласие, что позволяет использовать предложенные методы расчета в практике проектирования.
3. Особенностью расчета элементов по НДМ является повышенная точность расчета, так как используемые диаграммы состояния материалов более точно соответствуют реальным диаграммам, но в тоже время требуется итерационный поиск решения системы уравнений, что затрудняет процесс вычислений.
4. Исходя из сложности такого метода, для простоты решения также разработан метод расчета кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов по предельным усилиям.
5. Для случая малых эксцентриситетов в результате проведенного численного эксперимента получено регрессионное уравнение (4.28) зависимости величины напряжения в наиболее растянутом арматурном

стержне от эксцентриситетов приложения силы и коэффициента армирования продольной арматуры.

6. В случае трапециевидной формы сжатой зоны фибробетона при определении равнодействующей в растянутой арматуре для величины напряжения, определяемой по (4.28), вводится поправочный коэффициент 0,64.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании проведенных экспериментально-теоретических исследований и полученных результатов можно сформулировать основные итоги диссертации:

1. На основании анализа экспериментальных исследований фибробетона при простом напряженном состоянии были получены: зависимость для определения предельной растяжимости фибробетона; зависимость для коэффициента k_{fbr} , учитывающего работу фибробетона при растяжении на нисходящей ветви.

2. Экспериментальные исследования фиброжелезобетонных элементов на косое внецентренное сжатие показали, что добавление стальной фибры меняет характер разрушения образцов, делая его более пластичным. Несущая способность железобетонных стоек с введением фибры возрастает до 19%. Предельная сжимаемость фиброжелезобетонных стоек увеличивается до 32% по сравнению с аналогичными железобетонными образцами, а предельная растяжимость – до 40%. Трещины в фиброжелезобетонных стойках имеют меньший шаг и меньшую ширину раскрытия по сравнению с аналогичными железобетонными образцами.

3. Экспериментально подтверждено, что процесс разрушения кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов в принципе схож с разрушением железобетонных элементов. Однако разрушение фиброжелезобетонных элементов носит более вязкий характер, чем железобетонных.

4. Результаты выполненного численного эксперимента позволили получить выражение для определения величины напряжения в наиболее растянутом (менее сжатом) арматурном стержне от эксцентриситетов приложения силы и коэффициента армирования продольной арматуры.

5. На основании проведенных исследований разработаны методы расчета фиброжелезобетонных элементов, работающих в условиях косоугольного внецентренного сжатия, на основе нелинейной деформационной модели и статических уравнений равновесия. Удовлетворительное согласие теоретических и экспериментальных данных позволяет использовать предложенные методы расчета в практике проектирования.

Настоящая диссертация, однако, не исчерпывает всего круга вопросов, связанных с построением теории и расчетов фиброжелезобетонных конструкций при косоугольном внецентренном сжатии. Вместе с тем, она создает реальные предпосылки для их решений. По мнению автора, дальнейшие исследования целесообразно направить на учет гибкости, длительных процессов, динамических воздействий, а также на исследование вопросов живучести и влияния запроектных воздействий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аболиньш, Д. С. Дисперсно хаотически армированный бетон как двухфазный материал и некоторые экспериментальные данные о его прочности при центральной сжатии и изгибе / Д. С. Аболиньш, В. К. Кравинскис // Исследования по механике строительных материалов и конструкций. – Рига: РПИ, 1969. – Вып.4. – С. 117-123.
2. Бабич, В.И. Экспериментально-теоретические исследования гибких железобетонных элементов прямоугольного сечения на косое внецентренное сжатие: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.И. Бабич – Львов, 1972. –23 с.
3. Бабич, В.И., Руденко, Ю.М. Несущая способность гибких железобетонных элементов прямоугольного сечения, работающих на косое внецентренное сжатие / В.И. Бабич, Ю.М. Руденко // Известие вузов. Строительство и архитектура. –1971, №8. –С. 3-7.
4. Байков, В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В.Н. Байков, С.В. Горбатов, З.А. Димитров // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1977, № 6. – С. 15-18.
5. Байков, В.Н. Расчет на ЭВМ прочности по нормальным сечениям косо внецентренно сжатых железобетонных элементов / В.Н. Байков, М.И. Додонов, Б.С. Расторгуев, А.К. Фролов, Т.А. Мухамедиев // Изв. ВНИИГ – 1988, №204. – С. 42-47.
6. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767с.
7. Бачинский, В.Я., Беспалов, Л.Н. Устойчивость и устойчивая прочность железобетонных стержней, сжатых с эксцентриситетом в двух плоскостях / В.Я.Бачинский, Л.Н. Беспалов // Сопротивление железобетонных элементов силовым воздействиям. – Ростов-на-Дону, 1985.– С. 21-28.

8. Бахотский, И. В. Прочность фиброжелезобетонных конструкций в условиях кручения с изгибом: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 /И.В. Бахотский – СПб, 2013. – 112 с.
9. Бахотский, И. В. К расчету фиброжелезобетонных конструкций, подверженных совместному воздействию кручения с изгибом / И.В. Бахотский, В.И. Морозов // Современные проблемы науки и образования. – 2013, №5. – Режим доступа: <https://science-education.ru>.
10. Беспалов, Л.Н. Устойчивость и устойчивая прочность железобетонных стержней, сжатых с эксцентриситетами в двух плоскостях: дис. ... канд. техн. наук / Л.Н.Беспалов– Киев, 1987. –178 с.
11. Беспалов, Л.Н. Экспериментальное исследование устойчивости железобетонных стержней, сжатых с эксцентриситетами в двух плоскостях / Л.Н. Беспалов // Строительные конструкции. – Вып.41.– Киев: БУДІВЕЛЬНИК, –1988. – С. 101-106.
12. Билозир, В.В. Образование и раскрытие трещин в нормальных сечениях изгибаемых сталефибробетонных элементов на фибре из листа: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В.В. Билозир – М., 1991. – 24 с.
13. Блинников, Е.А. Расчет прочности составного железобетонного элемента при двухосном (косом) внецентренном сжатии в случае малых эксцентриситетов / Е.А. Блинников, А.И. Никулин // Вестник отделения строительных наук. – Вып.11.– М., 2007. – С. 72-76.
14. Блинников, Е.А. Деформативность составных железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Е.А. Блинников – Орел, 2008. –19 с.
15. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы развития теории железобетона / В.М. Бондаренко , А.М. Иванов, О.В. Байдин, А.Д. Царева // Строительство и Реконструкция. – 2012, №4. – С. 25-29.
16. Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций (4-е издание, исправленное) / В.М. Бондаренко, В.И. Римшин – М.: Студент, 2014. – 539с.

17. Вахненко, П.Ф. Расчет на косоое внецентренное сжатие железобетонных элементов прямоугольного сечения с несимметричной арматурой / П.Ф.Вахненко // Строительные конструкции. –1965, вып.1.– С. 44-53.
18. Вахненко, П.Ф. О работе железобетонных элементов двутаврового сечения на косоое внецентренное сжатие / П.Ф. Вахненко // Известие вузов МВ ССО СССР. Строительство и архитектура. –1967, №12. –С. 3-7.
19. Вахненко, П.Ф. Экспериментально-теоретические исследования работы железобетонных элементов на косоое внецентренное сжатие: дис. ... канд. техн. наук / П.Ф. Вахненко – Полтава, 1967. –210 с.
20. Вахненко, П.Ф. О рациональном размещении арматуры по сечению кососжимаемых железобетонных элементов / П.Ф. Вахненко // Бетон и железобетон.– 1969, №2. – С.30-31.
21. Вахненко, П.Ф. Экспериментально-теоретические исследования прочности кососжимаемых железобетонных элементов /П.Ф. Вахненко, Ю.М. Руденко, М.С. Торяник // Известия вузов. Строительство и архитектура.– 1970, №2. – С. 12-19.
22. Вахненко, П.Ф. Расчет прочности кососжимаемых и косоизгибаемых железобетонных элементов на экспериментальной основе / П.Ф. Вахненко // Строительные конструкции. – Вып.15.– Киев, 1971. –С. 71-84.
23. Вахненко, П.Ф. О положении нейтральной линии в кососжимаемых и косоизгибаемых железобетонных элементах и о направлении их прогиба / П.Ф. Вахненко, В.Е. Нездойминога, М.Л. Яровой // Строительные конструкции. – Вып.21.– Киев, 1973.– С. 101-105.
24. Вахненко, П.Ф. Некоторые вопросы жесткости кососжимаемых железобетонных элементов /П.Ф. Вахненко, В.И. Клименко // Строительные конструкции. – Вып.26. –Киев, 1975. –С. 14-19.
25. Вахненко, П.Ф. Исследования деформативности кососжимаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения/П.Ф. Вахненко, В.И. Клименко, М.С. Торяник // Строительные конструкции. – Вып.30. – 1977.– С. 90-96.

26. Вахненко, П.Ф. Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций / П.Ф. Вахненко – Киев: Будивельник, – 1992. – 112с.
27. Гетун, Г.В. Экспериментально-теоретические исследования изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в растянутой зоне слоем сталефибробетона: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Г.В. Гетун – Киев, 1983. – 20 с.
28. Глазер, С.И. Расчет железобетонных элементов прямоугольного сечения на косое внецентренное сжатие / С.И. Глазер // Бетон и железобетон. – 1959, №9. – С. 422-427.
29. Глазер, С.И. К расчету железобетонных элементов на кривой изгиб и косое внецентренное сжатие / С.И. Глазер // Строительные конструкции. – Вып.15. –1971.– С. 84-93.
30. Голубев, В.Ю. Высокопрочный бетон повышенной вязкости разрушения: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05/ В.Ю. Голубев – СПб, 2009. – 183 с.
31. Гольденблат, И.И., Ратц, Э.Г. Определение напряжений в стойках прямоугольного сечения при косом изгибе со сжатием / И.И. Гольденблат, Э.Г. Ратц // Социалистическая индустрия. –1932, №12. –С. 34-41.
32. Горбатов, С.В. Расчет прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения на основе нелинейной деформационной модели / С.В. Горбатов, С.Г. Смирнов // Вестник МГСУ. – 2011, №2, Т.1. – С. 72-76.
33. ГОСТ 10180-2012 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
34. ГОСТ 12004-81 Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение (с Изменениями N 1, 2).
35. Гуца, Ю. П., Лемыш, Л. Л. Расчет деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружении / Ю.П. Гуца, Л.Л. Лемыш // Бетон и железобетон. – 1985, № 11. – С. 13-16.

36. Джавахишвили, И.А. Влияние длительности нагружения на прочность и деформативность сталефибробетона при растяжении: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / И.А.Джавahiшвили – Тбилиси, 1987. – 24 с.
37. Заикин, А. И. Исследование несущей способности и деформативности внецентренно сжатых с малыми эксцентриситетами элементов из бетона высокой прочности. Дис. ... канд. тех. наук. – Л., 1972. – 136 с.
38. Залесов, А.С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. – 1997, №5. – С. 31-34.
39. Карпенко, Н.И., Радайкин, О.В. К совершенствованию диаграмм деформирования бетона для определения момента трещинообразования и разрушающего момента в изгибаемых железобетонных элементах / Строительство и реконструкция. – 2012, №3 (41). – С. 10-15.
40. Карпенко, Н. И. Построение физических соотношений для расчета железобетонных конструкций при объемном напряженном состоянии с учетом физической нелинейности материалов / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Жилищное строительство. – 2016, № 6. – С. 16-20.
41. Карпенко, Н.И. К оценке прочности, жесткости, момента образования трещин и их раскрытия в зоне чистого изгиба железобетонных балок с применением нелинейной деформации модели / Н.И. Карпенко, Б.С. Соколов, О.В. Радайкин // Известия вузов. Строительство. – 2016, № 3. – С. 5-10.
42. Клименко, В.И. Экспериментально-теоретические исследования жесткости и деформативности кососжимаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения: дис. ... канд. техн. наук / В.И. Клименко – Полтава, 1975. – 243 с.
43. Ключев, С.В. Мелкозернистый фибробетон с использованием полипропиленового волокна для покрытия автомобильных дорог / С.В. Ключев, Е.Н. Авилова // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. №1. – 2013. С. 37-40.

44. Колчунов, В.И., Никулин А.И. Расчетная модель для определения трещиностойкости составных железобетонных балок с податливым швом сдвига / В.И. Колчунов, А.И. Никулин // Известия вузов. Строительство. – 2000. – №10. – С. 8-13.
45. Колчунов В.И. Построение расчета железобетонных конструкций на кручение с изгибом / В.И. Колчунов, А.Г. Сафонов // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2008, № 4. – С. 7–13.
46. Колчунов, В.И. К построению расчетной схемы деформирования и трещинообразования составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций на основе модели двухконсольного элемента / В.И. Колчунов, А.С. Бахтиярова, Н.В. Ключева, Вл.И. Колчунов // Строительство и реконструкция. – 2012, № 6. – С. 8–16.
47. Колчунов, Вл.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона / Вл.И. Колчунов, В.М. Бондаренко // М: Изд-во АСВ, 2004. – 472 с.
48. Колчунов, Вл.И. Вторая стадия напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций при кручении с изгибом (случай 2) / Вл.И. Колчунов, А.А. Покусаев, М.В Шавыкина // Строительство и реконструкция. – 2016, № 2. – С. 30–38.
49. Косарев, В. М. Экспериментально теоретические исследования прочности и деформативности изгибаемых и центрально сжатых элементов сталефибробетонных конструкций при кратковременном воздействии нагрузки: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.М. Косарев. – Л., 1980. – 25с.
50. Куликов, А.Н. Экспериментально-теоретические исследования свойств фибробетона при безградиентном напряженном состоянии в кратковременных испытаниях: дис. ... канд. техн. наук / А.Н. Куликов – Л., 1974. – 150 с.
51. Курбатов, Л.Г. Исследования прочности сталефибробетона при продольном ударе / Л.Г. Курбатов, Г.С. Родов // Исследования и расчет

- экспериментальных конструкций из фибробетона. – Л.: ЛенЗНИИЭП, 1978. – С. 76-84.
52. Курбатов, Л.Г., Рабинович Ф.Н. Об эффективности бетонов, армированных стальными фибрами / Л.Г. Курбатов, Ф.Н. Рабинович // Бетон и железобетон. – 1980, №3. – С. 6-8.
53. Курбатов, Л.Г. Опыт применения сталефибробетона в инженерных сооружениях / Л.Г. Курбатов, М.Я. Хазанов, А.Н. Шустов. – Л., 1982. – 28с.
54. Курбатов, Л.Г. Анкеровка фибровой арматуры / Л.Г. Курбатов, В.Н. Попов // Исследование и расчет новых типов пространственных конструкций гражданских зданий. – Л., 1985. – С. 69-79.
55. Курбатов, Л.Г. Исследования фибробетона применительно к тонкостенным оболочкам / Л.Г. Курбатов, В.П. Вылегжанин // Пространственные конструкции в гражданском строительстве. – Л., 1974. – С. 34-38.
56. Курбатов, Л.Г., Вылегжанин, В.П. Использование бетона, армированного отрезками проволоки в тонкостенных оболочках / Л.Г. Курбатов, В.П. Вылегжанин // Бетон и железобетон. – 1974, №2. – С. 10-12.
57. Курбатов, Л.Г. Перспективы применения сталефибробетона / Л.Г. Курбатов // Исследования и расчет экспериментальных конструкций из фибробетона. – Л.: ЛенЗНИИЭП, 1978. – С. 5-15.
58. Курбатов, Л.Г. Сопротивление сталефибробетона сжатию / Л.Г. Курбатов, Н.Н. Боровских // Исследование и расчет новых типов пространственных конструкций гражданских зданий. – Л.: ЛенЗНИИЭП, 1985. – С. 62-68.
59. Лобанов, И.А. Особенности структуры и свойства дисперсно-армированных бетонов / Технология изготовления и свойства новых композиционных строительных материалов. – Л., 1986. – С. 3-10.
60. Лобанов, И.А. Фибробетоны, основные определения, технологические особенности изготовления изделий на их основе / И.А. Лобанов // Технология строительных изделий и конструкций. – Л., 1982. – С. 1-8.

61. Методика расчета сталефибробетонных конструкций с использованием диаграмм деформирования сталефибробетона и стержневой арматуры / Рак Н.А. // Проблемы современного бетона и железобетона. Третий международный симпозиум. – 2011, № 9.
62. Морозов, В. И. Эффективные фиброармированные материалы и изделия для строительства / В.И. Морозов // Промышленное и гражданское строительство. – М., 2007, №10. – С. 43-45.
63. Морозов, В.И. Эффективность применения фибробетона в конструкциях при динамических воздействиях / В.И. Морозов, Ю.В. Пухаренко // Вестник МГСУ. – 2014, №3. – С. 189-196.
64. Морозов, В.И. Расчет изгибаемых сталефиброжелезобетонных элементов по нелинейной деформационной модели с использованием опытных диаграмм деформирования сталефибробетона / В.И. Морозов, Э.К. Опбул // Вестник гражданских инженеров. – 2016, №5 (58). – С. 51-55.
65. Некрасов, В.П. Новейшие приемы и задачи железобетонной техники / В.П. Некрасов // Зодчий. – 1908, №19. – С. 173-174.
66. Некрасов, К.Д., Крылов, Б.А. 29-я сессия исполкома РИЛЕМ и симпозиум по фиброцементу и фибробетону / К.Д. Некрасов, Б.А. Крылов // Бетон и железобетон. – 1976, №1. – С. 38-40.
67. Определение коэффициентов ψ_s и ψ_b в кососжимаемых и косоизгибаемых элементах/ Вахненко П.Ф., Торяник М.С., Клименко В.И., Нездойминога В.Е., Яровой М.Л. // Известие вузов. Строительство и архитектура.– 1975, №2. –С.32-38.
68. Опбул, Э. К. Эффективное использование высокопрочной арматуры в изгибаемых элементах без предварительного напряжения: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Э. К. Опбул. – СПб, 2006. – 150 с.
69. Павликов, А.Н. Напружено-деформований стан навскісно завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: автореф. дис. ... докт. техн. наук. – Полтава, 2008. – 40 с.
70. Павлов, А.П. Прочность сталефибробетона при растяжении / А.П. Павлов, Г.Г. Степанова // Совершенствование методов расчета и исследования

новых типов железобетонных конструкций. – Л.: ЛИСИ, 1975. – Вып. 2. – С. 5-9.

71. Павлов, А.П. Развитие и экспериментально-теоретические исследования сталефибробетона / А.П. Павлов // Исследования в области железобетонных конструкций: сб. тр. Ленингр. инженер.-строит. ин-та. – Л.: ЛИСИ, 1976. – Вып.111. – С. 3-14.
72. Пантелеев, Д.А. Деформативные и прочностные характеристики полиармированного фибробетона / Д.А. Пантелеев // Известия КГАСУ. 2015, №3 (33). – С. 133-139
73. Пантелеев, Д.А. Полиармированные фибробетоны с использованием аморфнометаллической фибры: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / Д.А. Пантелеев – Спб, 2016. –155 с.
74. Плевков, В.С. Прочность и деформативность железобетонных элементов при косом внецентренном кратковременном динамическом сжатии, растяжении и изгибе / В.С. Плевков, Д.Ю. Саркисов, О.Ю. Тигай // Будевельник конструкций. – Киев, 2012. Вып. 76. – С. 368-374.
75. Плевков, В.С. Прочность и трещиностойкость эксплуатируемых железобетонных конструкций зданий и сооружений при статическом и кратковременном динамическом нагружении: автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / В.С. Плевков– Томск, 2003. – 48 с.
76. Подшивалов, С.Ф. Исследование прочности сталефибробетонных балок при действии поперечных сил: дис. ... канд. техн. наук / С.Ф. Подшивалов. – Л., 1976.– 151 с.
77. Пособие к СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. -М.: ГУП НИИЖБ, 2004
78. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013. Учебное пособие /под ред. Д.А.Городецкого – К.-М.: Электронное издание, 2013. – 376 с.
79. Пухаренко, Ю.В. О вязкости разрушения фибробетона / Ю.В. Пухаренко, В.Ю. Голубев // Вестник гражданских инженеров. – 2008. – №3(16). – С. 80-83.

80. Пухаренко, Ю.В. Свойства сталефибробетона с высоким содержанием дисперсной арматуры / Ю.В. Пухаренко, А.Л. Дмитриев // Труды молодых ученых. – СПб: СПбГАСУ, 1997. – Ч. 1. – С. 136-138.
81. Пухаренко, Ю.В. Эффективные фиброжелезобетонные конструкции на основе высокопрочного фибробетона для высотного строительства / Ю.В. Пухаренко, В.И. Морозов // В сб.: бетон и железобетон – взгляд в будущее. Научные труды III всероссийской (II международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах. – 2014. – С. 186-195.
82. Рабинович, Ф.Н. Особенности разрушения плит из фибробетона при ударных нагрузках / Ф.Н. Рабинович // Бетон и железобетон. – 1980, №6. – С. 9-10.
83. Рабинович, Ф.Н. Дисперсно-армированные бетоны / Ф.Н. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1989. – 176 с.
84. Рабинович, Ф.Н. Композиты на основе дисперсно-армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции / Ф.Н. Рабинович. – М.: АСВ, 2004 – 560 с.
85. Расчет железобетонных конструкций по прочности, деформациям, образованию и раскрытию трещин / под ред. Б.Ф. Васильева М., 1965. – 415с.
86. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях / М.С. Торяник, П.Ф. Вахненко, Л.В. Фалеев, Л.И. Сердюк – М.: Стройиздат, 1974. – 297с.
87. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиносойкости и деформациям / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемыш, И.К. Никитин – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
88. Ратушинский, К.Н. Расчет железобетонных стоек, подверженных одновременному действию продольного усилия и изгиба в двух плоскостях // Строительная промышленность. – 1932, №8. – С. 31-33.

89. Редкин, А.В. Экспериментально-теоретические исследования кососжатых железобетонных элементов с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой: автореф. дис. ... канд. техн. наук. / А.В. Редкин – Полтава, 1983. – 20 с.
90. Римшин В.И. Расчет прочности сжатых железобетонных элементов с косвенным армированием / В.И. Римшин, А.Л. Кришан, А.И. Заикин // Статья в сборнике трудов конференции: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах. 2014. – С. 308-314.
91. Римшин В.И. Построение диаграммы деформирования одноосно сжатого бетона / В.И. Римшин, А.Л. Кришан, А.И. Мухаметзянов // Вестник МГСУ. – 2015, № 6. – С. 23-31.
92. Руденко, Ю.М. Практический расчет жестких железобетонных элементов прямоугольного сечения, работающих на косое внецентренное сжатие / Ю.М. Руденко // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1973, №5. – С. 23-28.
93. Русанов, В.Е. К оценке эффективности применения фибробетона в сборных тоннельных обделках // Транспортное строительство. – 2010, №3.– С. 13-16.
94. Русанов, В.Е. Перспективы фибробетонов / В.Е. Русанов // Автомобильные дороги. – 2011, № 9.– С. 149-153.
95. Саркисов, Д.Ю. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при косом внецентренном кратковременном динамическом сжатии / Бетон и железобетон в Украине. – 2008. – С. 31-33.
96. Саркисов, Д.Ю. Прочность и деформативность железобетонных элементов прямоугольного сечения при косом внецентренном кратковременном динамическом сжатии, растяжении и изгибе / Д.Ю. Саркисов // Вестник ТГАСУ. – 2008, № 3. – С. 134-143.
97. Саркисов, Д.Ю. Совершенствование метода расчета железобетонных элементов при косом внецентренном статическом и кратковременном динамическом сжатии, растяжении и изгибе: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Д.Ю. Саркисов – Томск, 2008. – 146 с.

98. Семенов, Д.А. Прочность железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии / Д.А. Семенов // Вестник гражданских инженеров. – 2015, №5 (52). – С. 76-84.
99. Семенюк, С.Д. Исследования кососжимаемых керамзитожелезобетонных элементов: автореф. дис. ... канд. техн. наук. / С.Д. Семенюк – Ровно, 1980. – 18 с.
100. Семенюк, С.Д., Бабич, В.И. Определение критической силы при расчете гибких кососжимаемых железобетонных и керамзитожелезобетонных элементов / С.Д. Семенюк, В.И. Бабич // Гидромелиорация и гидротехническое строительство. – Вып.8. – Львов, 1980. – С. 120-122.
101. Смирнов, Д.А. Упругость и ползучесть сталефибробетона: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Д.А. Смирнов – СПб, 2011. – 106 с.
102. Смоляго, Г.А. Расчет многопролетных железобетонных балок по методу заданных деформаций / Г.А. Смоляго, А.Е. Жданов, С.В. Дрокин, А.В. Дронов // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 12. С. 59-61.
103. Соколов, Б.С. Анализ и совершенствование криволинейных диаграмм деформирования бетона для расчета железобетонных конструкций по деформационной модели / Н.И. Карпенко, Б.С. Соколов, О.В. Радайкин // Промышленное и гражданское строительство. – 2013, №1. – С. 28-30.
104. Соколов, Б.С. К расчёту прочности, жёсткости и трещиностойкости внецентренно сжатых железобетонных элементов с применением нелинейной деформационной модели / Н.И. Карпенко, Б.С. Соколов, О.В. Радайкин // Известия КГАСУ. – 2013, №4. – С. 113-120.
105. Соломин, В.И. Влияние сцепления фибр с матрицей на прочность и деформативность сталефибробетонных конструкций: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.И. Соломин – Киев, 1979. – 23 с.
106. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры /

107. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. – М.: ГУП НИИЖБ, 2012.
108. Сталефибробетонные конструкции: СП 52-104-2006. – М., 2007.
109. Степанова, Г.Г. Исследование сталефибробетона при градиентном напряженном состоянии: дис. ... канд. техн. наук / Л., 1975. – 149 с.
110. Талантова, К.В. Эффективность использования арматуры в сталефибробетоне: дис. ... канд. техн. наук / К. В. Талантова – Л., 1976. – 243 с.
111. Талантова К.В. Исследование влияния свойств стальных фибр на эксплуатационные характеристики сталефибробетонных конструкций / К.В. Талантова, Н.М. Михеев // Ползуновский Вестник, №1. – 2011. – С. 196-199.
112. Талантова, К.В. Сталефибробетон и конструкции на его основе. Монография / К. В. Талантова, Н.М. Михеев – СПб, 2014. – 280 с.
113. Таль, К.Э. О деформативности бетона при сжатии / К.Э. Таль // Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов. – М., 1955. – С. 202-207.
114. Тамразян, А. Г. Экспериментальные исследования внецентренно сжатых железобетонных элементов при кратковременных динамических нагрузениях в условиях огневых воздействий / А.Г. Тамразян, Л.А. Аветисян // Промышленное и гражданское строительство. – 2014, № 4. – С. 24-28.
115. Тамразян, А. Г. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении в условиях огневых воздействий / А.Г. Тамразян // Безопасность строительного фонда России: проблемы и решения. Материалы международных академических чтений. Курский ГУ. – 2015. – С. 220-229.
116. Теория упругости / С.П. Тимошенко, Дж. Гудьер. – М.: изд-во «Наука», 1975. – 576с.

117. Торяник, М.С. Расчет по стадии разрушения железобетонных сечений, работающих на косоое внецентренное сжатие / М.С. Торяник // Строительная промышленность. – 1940, № 5.– С. 34-40.
118. Торяник, М.С. Расчет железобетонных элементов на косоое внецентренное сжатие / Строительная промышленность. – 1951, № 9.
119. Торяник, М.С. Косоое внецентренное сжатие в железобетоне / М.С. Торяник. – Киев: Госстройиздат УССР, 1951. –70 с.
120. Торяник, М.С. Косоое внецентренное сжатие и косоой изгиб в железобетоне / М.С. Торяник. – Киев: Госстройиздат УССР, 1961.– 156 с.
121. Торяник, М.С. Расчет железобетонных элементов двугаврового сечения на косоое внецентренное сжатие с малыми эксцентриситетами / М.С. Торяник, П.Ф. Вахненко // Бетон и железобетон. – 1968, №6. –С. 44-47.
122. Тоцкий, О.Н. Расчет элементов железобетонных конструкций на косоое внецентренное сжатие / О.Н. Тоцкий // Известие вузов. Строительство и архитектура. – 1965, № 3. –С. 22-26.
123. Тошин, Д.С. Прикладные возможности деформационной модели железобетона / Д.С. Тошин // Молодой ученый. – 2016, №29. – С. 164-166.
124. Тупицына, В.Н. К механизму разрушения бетона и фибробетона при многократном воздействии замораживания / В.Н. Тупицына // Исследования и расчет экспериментальных конструкций из фибробетона. – Л.: ЛенЗНИИЭП, 1978. – С. 102-107.
125. Улицкий, И.И. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование) / Киев: Изд-во Будівельник, 1972. – 998 с.
126. Уначев, А.Х. Устойчивость железобетонных колонн, сжатых с двухосным эксцентриситетом в условиях нелинейной ползучести бетона: дис. ... канд. техн. наук / А.Х. Уначев–Л., 1987. –146 с.
127. Уначев, А.Х. Об устойчивости железобетонного стержня при косоом внецентренном сжатии с учетом нелинейной ползучести бетона / Расчет строительных конструкций на статические и динамические нагрузки: межвузовский тематический сб. трудов. – Л., 1985. – С .53-59.

128. Федоров, В.С. Элементы теории расчета железобетонных составных конструкций / Федоров В.С., Баширов Х.З., Колчунов В.И. // Архитектура и строительство. – 2014, № 2. – С. 116-118.
129. Федоров, В.С. Расчет расстояния между пространственными трещинами и ширины их раскрытия в железобетонных конструкциях при кручении с изгибом (случай 2) / В.С. Федоров, Вл.И. Колчунов, А.А. Покусаев // Жилищное строительство. 2016. – № 5. – С. 16-21.
130. Харлаб, В. Д. Упругость сталефибробетона / В. Д. Харлаб, Д. А. Смирнов // Вестник гражданских инженеров. 2010. – № 3 (24). – С. 77-82.
131. Хегай, О.Н. Прочность элементов сталефибробетонных конструкций при растяжении и изгибе с учетом неоднородности распределения фибр: дис. ...канд. техн. наук / О.Н. Хегай; ЛенЗНИИЭП. – Л., 1986.
132. Хегай, А.О. К расчету внецентренно сжатых элементов с малыми эксцентриситетами из высокопрочного сталефибробетона /А.О. Хегай, В.И. Морозов // Промышленное и гражданское строительство. – 2010, № 11. –С. 74-75.
133. Хегай, А.О. Внецентренно сжатые элементы из фибробетона, армированные высокопрочной арматурой: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ А.О. Хегай – СПб, 2011. – 163 с.
134. Хегай, М.О. Напряженно-деформированное состояние и прочность фиброжелезобетонных элементов круглого сечения при поперечном изгибе: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / М.О. Хегай – СПб, 2013. – 121с.
135. Хейнц, А. Фибробетон. Перспективы применения / А. Хейнц // Бетон и железобетон. – Вып.2, 2009. – С. 92-94.
136. Чиненков, Ю.В. Расчет на кривой изгиб элементов прямоугольного сечения по трещиностойкости и деформациям / Ю.В. Чиненков, В.Н. Строчкин // Бетон и железобетон. – 1989, №7. – С. 28-30.
137. Чистяков, Е.А., Мамедов, С.С. Деформации внецентренно сжатых железобетонных элементов в стадии, близкой к разрушению / Е.А. Чистяков, С.С. Мамедов // Сб. НИИЖБ «Теория железобетона», Стройиздат. – 1972. – С. 116-123.

138. Шилов, А.В. Сопротивление сжатию керамзитовофиброжелезобетонных элементов различной гибкости: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ А.В. Шилов – Ростов-на-Дону, 2000. – 26 с.
139. Baulicher Brandschutz in Strassenverkehrsbauten mit Faserspritzbeton / Zement+Betton. – 2007, №1.
140. Cengiz, D., Serkan, T. Strength of biaxially loaded high strength reinforced concrete columns / Structural Engineering and Mechanics. Vol. 44, No. 5, 2012. – PP. 649-661.
141. Eurocode 2: Design of concrete structures. EN 1992-1-1: 2004. Part 1-1: General rules and rules for building / BSi. – 2004. – 230 p.
142. Falkner H. Steel fibre and polymere concrete basics, model code 2007 and applications, 2007.
143. Fibrous Concrete in the Usa and Uk. Precast Concrete. №10, 1972, PP. 613-616.
144. Ficklen, W., "Improvements in Reinforced Structures and Wearing Surfaces of Hydraulics, Bituminous, or Like Cement, Concrete, Asphalt, or the Like," British Patent No. 11754, May 21, 1914.
145. Focus on Fiber. Concrete. №11, 1972.
146. Foster, S.L., Attard, M.M. Experimental tests on eccentrically loaded high-strength concrete columns / ACI Struct. J., 94(3), 1997. – PP. 295-303.
147. Grasser, E., Linse, D. Neuartige Diagramme fur die Bemessung von Stahlbeton-Rechteck querschnitten bei schiefer Biegung auf der Grundlage von DIN 1045 E / Beton und Stahlbetonbau. – 1970, №4. –S. 79-84.
148. Griffith, A.A. The Phenomena of Rupture and Flow in Solids. Philosophical Transactions Text. / A.A. Griffith// The Royal Society of London, Vol 221.-1931.–PP. 161-198.
149. Hsu, C.T.T., Hsu, L.S.M., Tsao, W.H. Biaxially loaded slender high-strength reinforced concrete columns with and without steel fibres / Mag. Concrete Res., 47(173), 1995. – PP. 299-310.

150. Junior, L.H.S., Giongo, J.S. Steel-fibre highstrength concrete prisms confined by rectangular ties under concentric compression/Mater Struct. 37(10), 2004. – PP.689–697.
151. Lesovik R.V., Klyuev S.V., Klyuev A.V., Kazlitin S.A., Ntrebenko A.V., Durachenko A.V. Fiber- reinforced concretes made of technogenic raw materials and composite binders for industrial building floors /International Journal of applied engineering research. T. 9, №22. – 2014. C. 16711-16724.
152. Porter, H.F. Preparation of Concrete from selection of materials to final disposition. Proceedings of the National Association of Cement Users, ACJ, Vol 6. 1910. P. 287.
153. Rivaz B.: Steel fibre reinforced concrete (SFRC): The use SFRC in precast segment for tunnel lining, WTC 2008, Agra, India.
154. Schadde, M. Stahlfasern – Bewehrung im Hochbau / Zement+Beton. – 2007, №4. –S. 15-19.
155. Schreiner, S., Schadde, M. Spritzbeton mit Stahlfasern – Arcelor: Safety in tunneling worldwide / Zement+Beton. – 2007, №4. – S. 8-11.
156. Serkan, T. Effects of steel fiber addition on the behaviour of biaxially loaded high strength concrete columns / Materials and Structures, 2009. – PP.1125-1138.
157. Shah, S.P., Rangan, B.V. Effects of reinforcements on ductility of concrete / Journal of the Structural Division Proc. ASCE. Vol. 96, ST 6. June 1970.–PP. 1167-118.
158. Snyder, M.I., Lankard, D.R. Factors affecting the flexural strength of steel fibrous concrete. «ACJ Journal Proceedings», 1972, №2, vol. 69, p. 96-100.
159. State of the Art Report on fiber Reinforced Concrete. Reported by ACI Committee 544. ACI Journal, 1973, №11. – PP. 738-744.

СОСТАВЫ СМЕСЕЙ

Серия №1		Серия №2	
Наименование	Вес на 1м ³ (кг)	Наименование	Вес на 1м ³ (кг)
Цемент М400	546	Цемент М400	545
Песок М _к =2,1	1422	Песок М _к =2,1	1417
Добавка GLENIUM ACE 30, 0,45%	2,46	Добавка GLENIUM ACE 30, 0,4%	2,18
Вода	252	Вода	230
Фибра 2%	157	Фибра 2%	157
В/Ц	0,46	В/Ц	0,42
Серия №3		Серия №4	
Наименование	Вес на 1м ³ (кг)	Наименование	Вес на 1м ³ (кг)
Цемент М400	571	Цемент М400	571
Песок М _к =2,1	1370	Песок М _к =2,1	1370
Добавка GLENIUM ACE 30, 0,4%	2,28	Добавка GLENIUM ACE 30, 0,4%	2,28
Вода	257	Вода	265
Фибра 2%	157	Фибра 2%	157
В/Ц	0,45	В/Ц	0,46

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРИМЕНЯЕМОЙ ФИБРЫ

Фибра ФСВ-А-0,3/30 представляет собой отрезки стальной проволоки круглого сечения с анкерами на концах диаметром 0,3мм, длиной 30 мм. Изготавливается по ТУ 14-1-5564-2008 из стали прямого профиля. Временное сопротивление разрыву $800 \div 1000 \text{ Н/мм}^2$ (МПа). Тип покрытия – латунь. Конструкция фибры представлена на рисунке П.1.

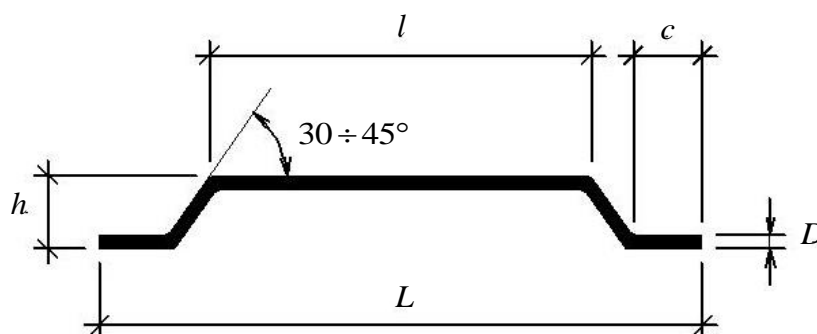


Рисунок П.1 – Конструкция фибры

В таблице П.1 представлены параметры фибры с отклонениями.

Таблица П.1 – Механические характеристики фибры

Параметры	Показатели и их отклонения
Длина L , мм	30 ± 2
Номинальный диаметр D , мм	$0,3 \pm 0,02$
Длина концов c , мм	4 ± 3
Высота отклонения анкера h , мм	3 ± 2
Длина среднего участка l , мм	19 ± 2
Индекс фибры L/D	100 ± 15

ПРИЛОЖЕНИЕ В

На рисунках П.2– П.9 представлены эпюры распределения деформаций по граням железобетонных и фиброжелезобетонных стоек при различных ступенях загрузки. Удлинения отложены в сторону сечения, укорочения – наружу (со знаком минус). Деформации на рисунках даны в 10^{-4} .

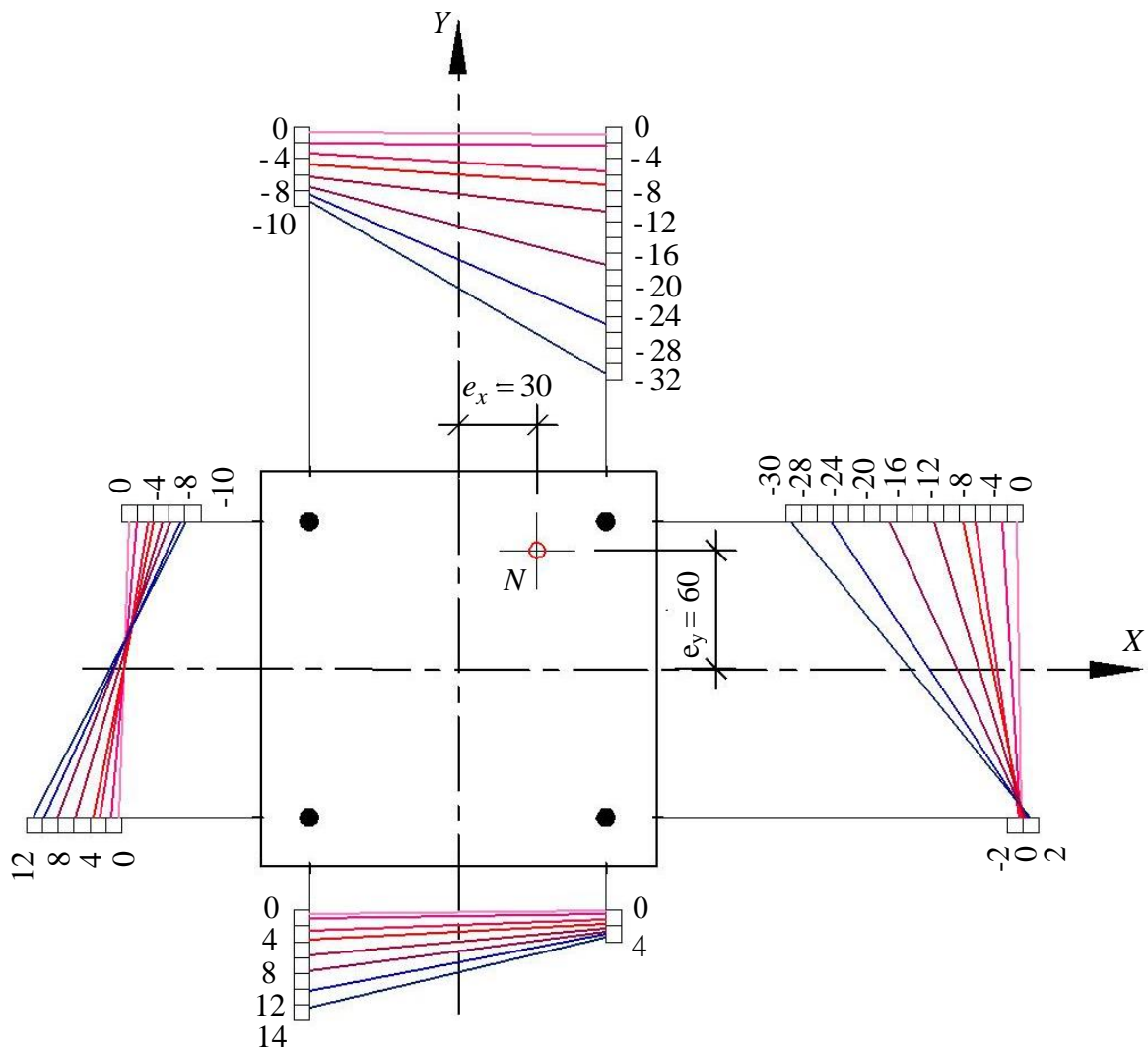


Рисунок П.2 – Эпюры распределения относительных деформаций по граням стойки 1ЖБ-3-6 ($\epsilon \times 10^4$)

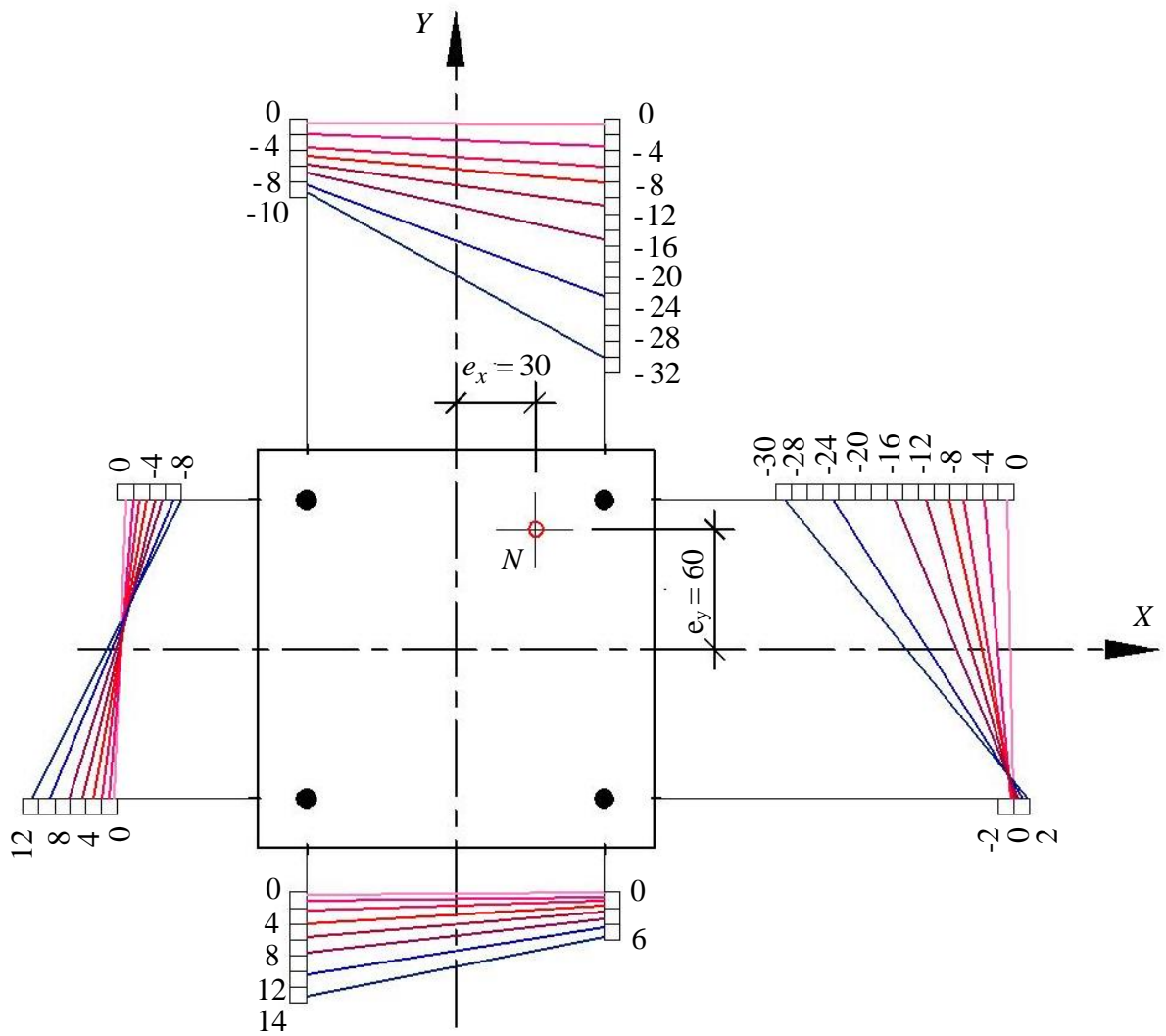


Рисунок П.3 – Эпюры распределения относительных деформаций по граням стойки 2ЖБ-3-6 ($\epsilon \times 10^4$)

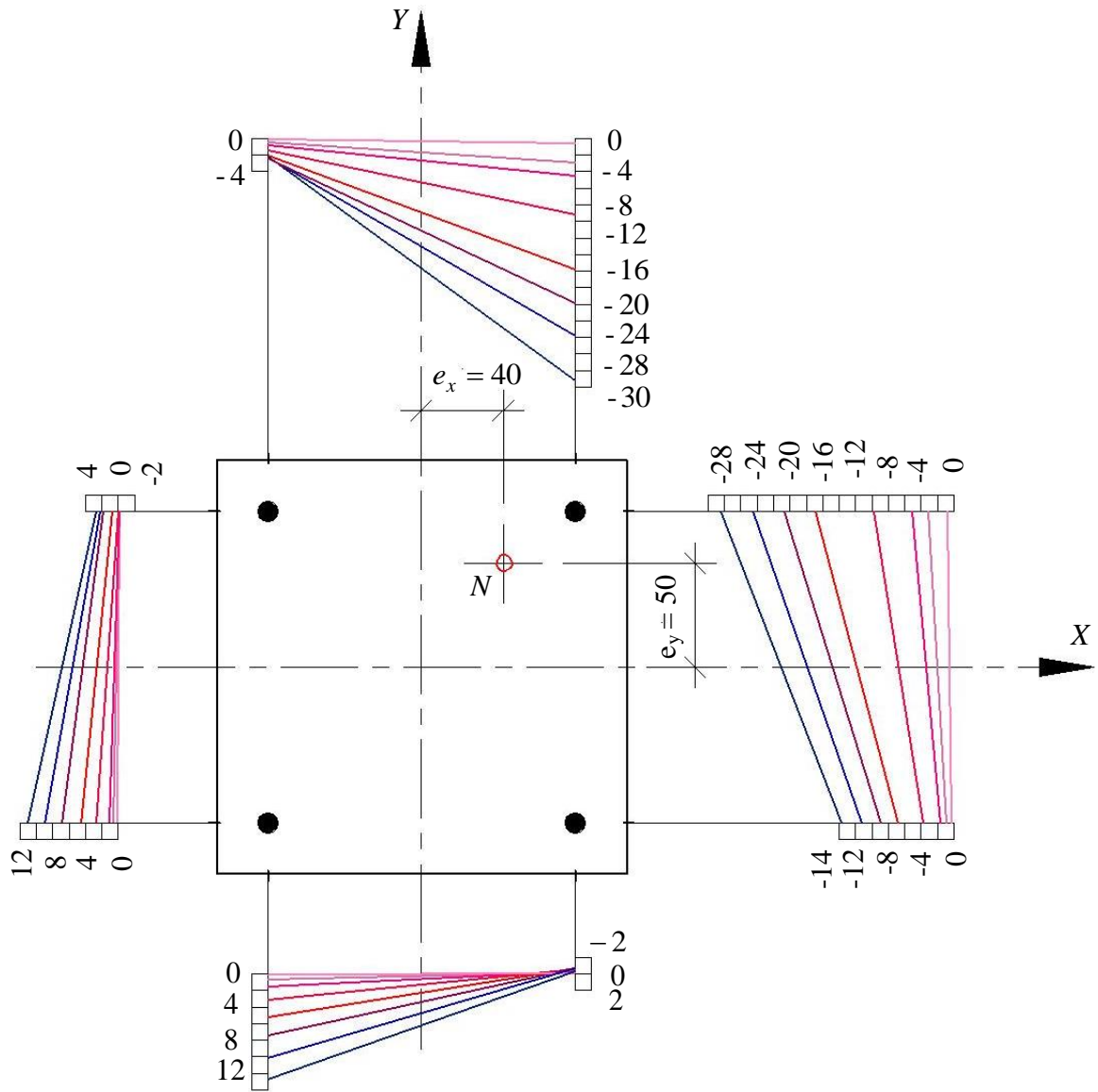


Рисунок П.4 – Эпюры распределения относительных деформаций по граням стойки ЗЖБ-4-5 ($\epsilon \times 10^4$)

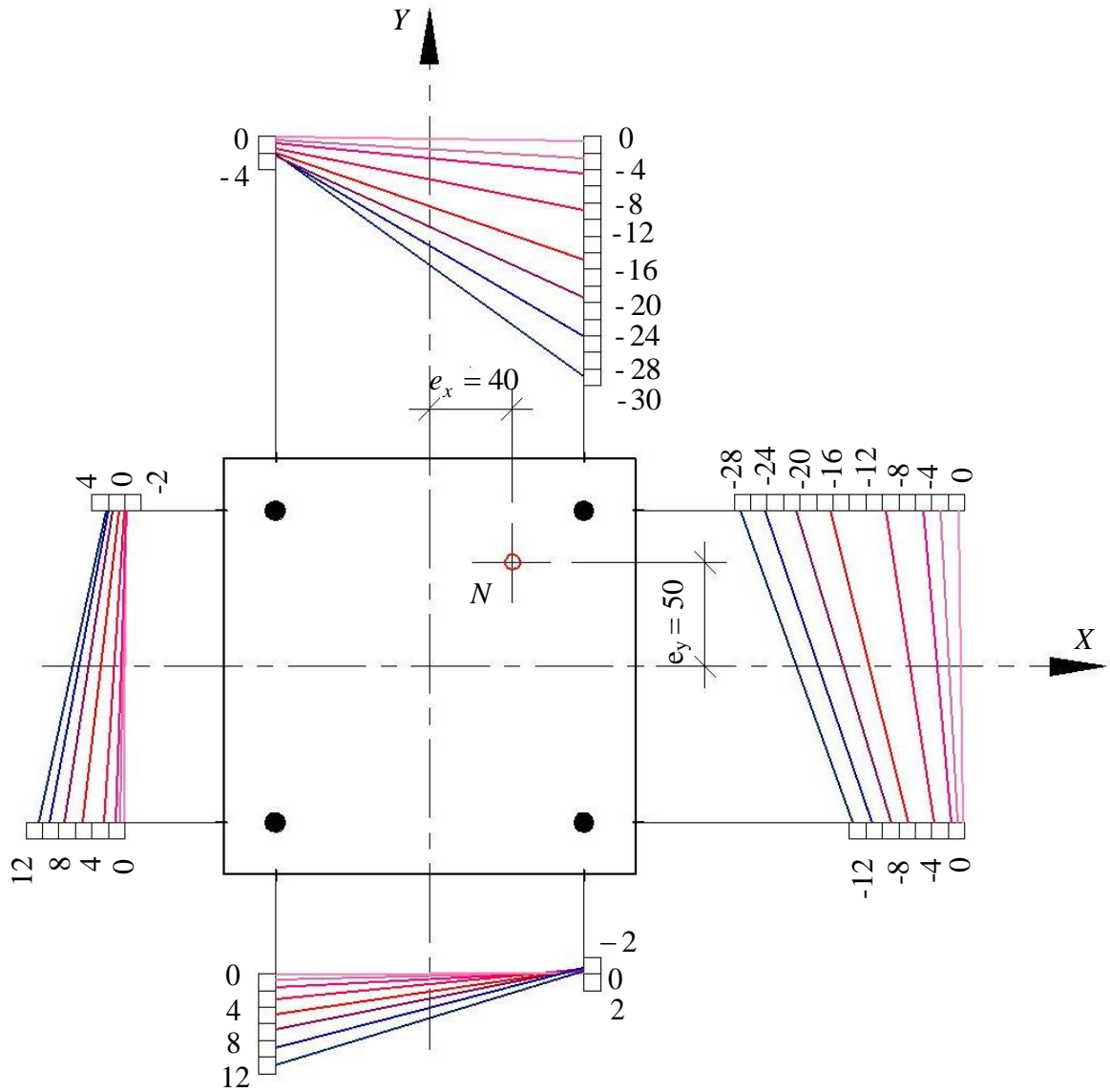


Рисунок П.5 – Эпюры распределения относительных деформаций по граням стойки 4ЖБ-4-5 ($\epsilon \times 10^4$)

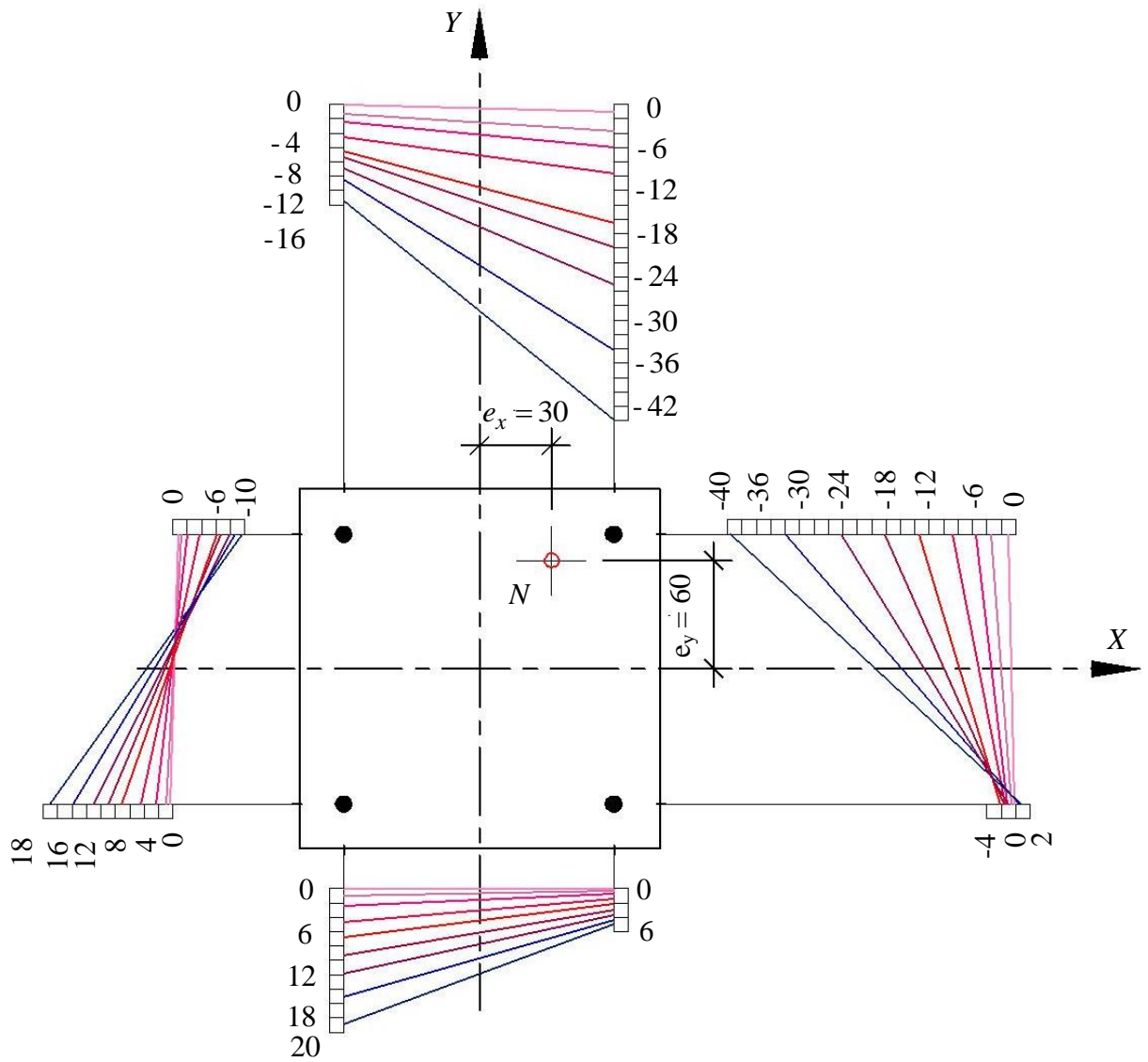


Рисунок П.6 – Эпюры распределения относительных деформаций по граням стойки 1ФБЖБ-3-6 ($\epsilon \times 10^4$)

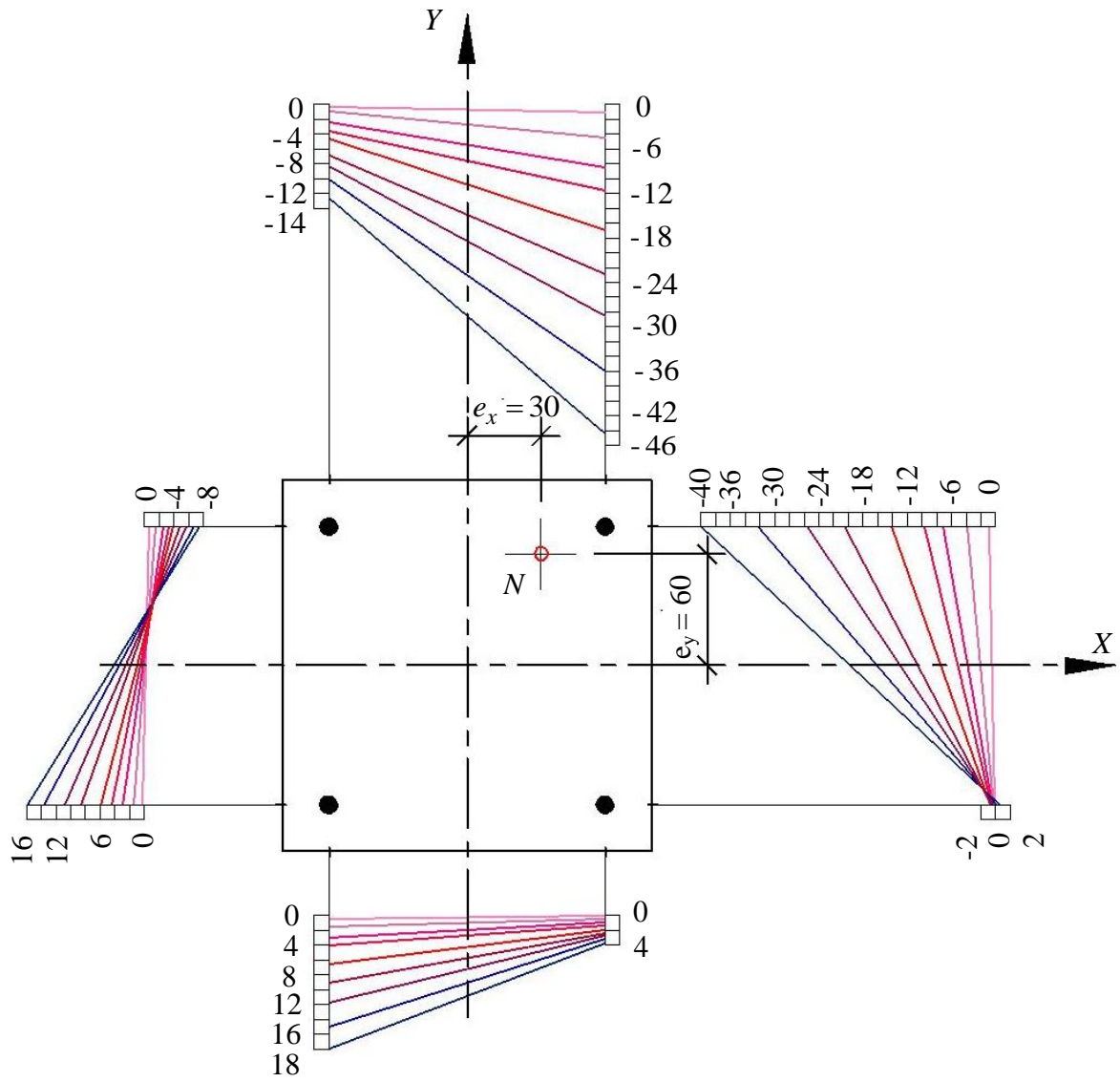


Рисунок П.7 – Эпюры распределения относительных деформаций по граням стойки 2ФБЖБ-3-6 ($\epsilon \times 10^4$)

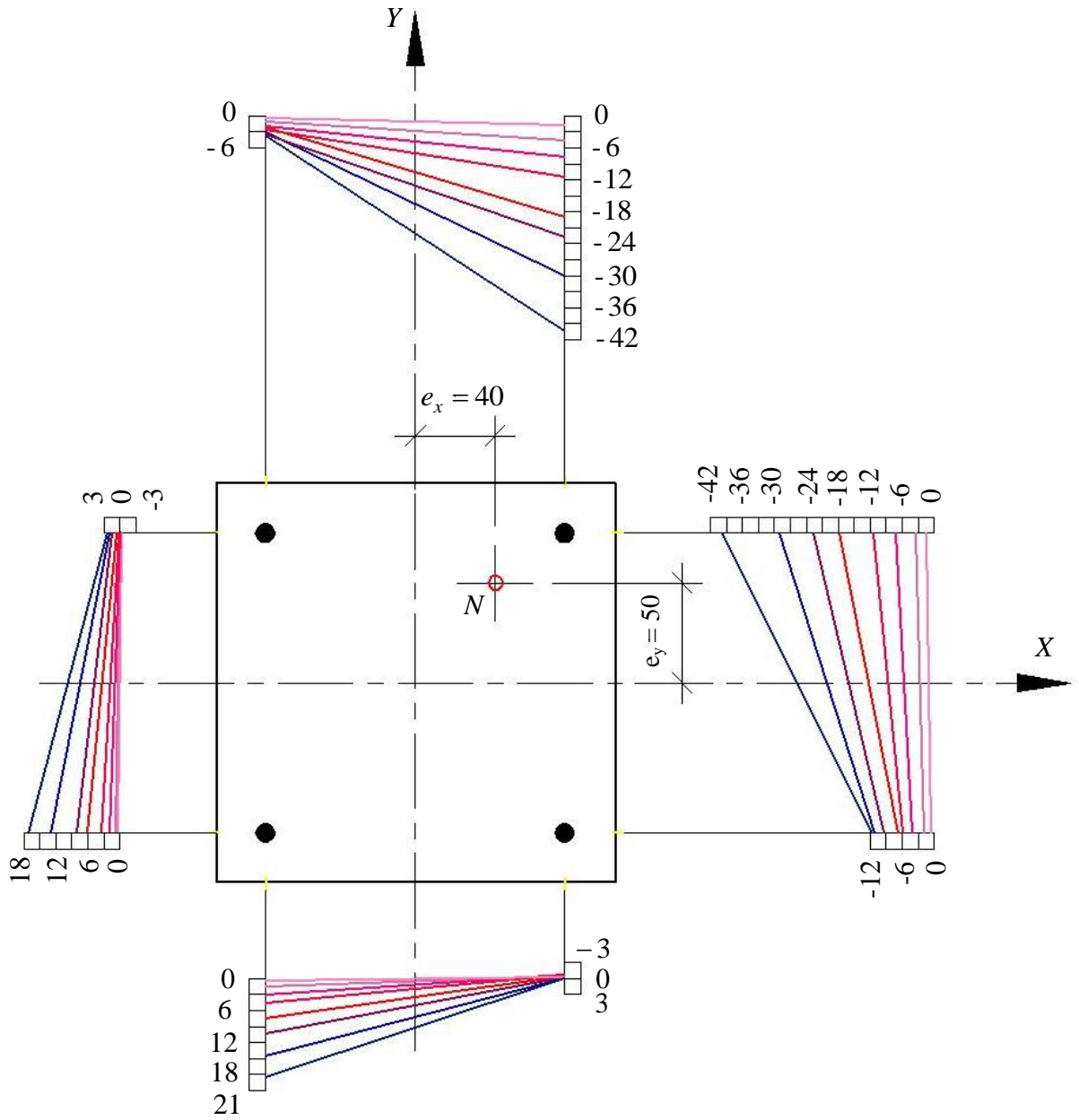


Рисунок П.8 – Эпюры распределения относительных деформаций по граням стойки 3ФБЖБ-4-5 ($\epsilon \times 10^4$)

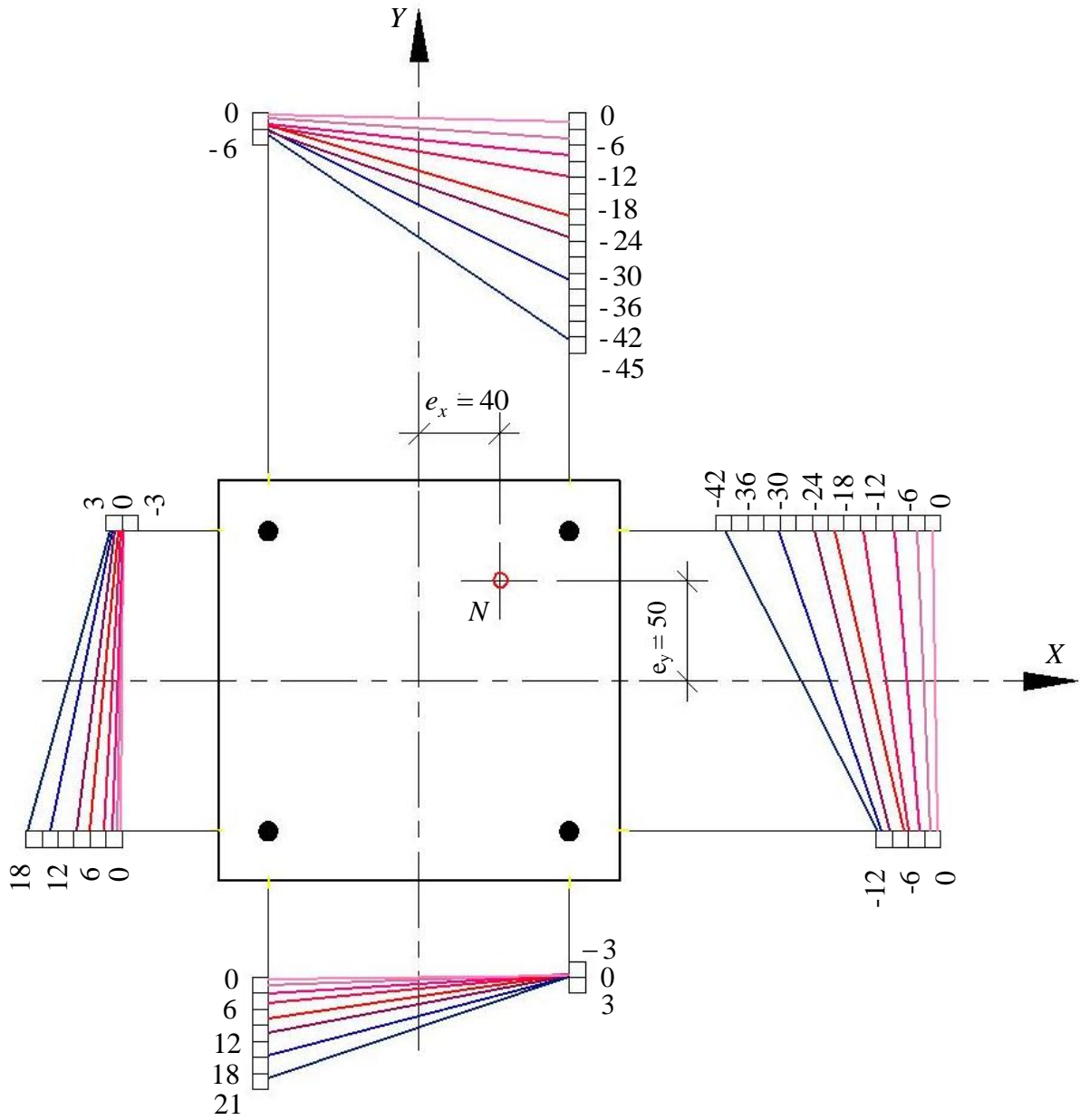


Рисунок П.9 – Эпюры распределения относительных деформаций по граням стойки 4ФБЖБ-4-5 ($\epsilon \times 10^4$)



«ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ЗАВОД» Акционерное общество

Производство строительных конструкций и изделий

Исх. № 96 от 22.05.17г

СПРАВКА

О внедрении результатов НИР и ОКР, полученных в кандидатской диссертации Евдокимовой Т.С. на тему «Напряженно-деформированное состояние и расчет прочности кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов» по применению сталефибробетона при изготовлении колонн малой гибкости

Результаты диссертационной работы Евдокимовой Т.С. на тему: «Напряженно-деформированное состояние и расчет прочности кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов» в части, касающейся методики расчета по первой группе предельных состояний сжатых элементов из мелкозернистого фибробетона, приняты для проектирования и изготовления опытной партии образцов сечением 400х400 мм малой гибкости с продольной арматурой класса А400 под расчетные нагрузки от 300 до 500 т для проведения натурных испытаний.

Справка дана для представления в диссертационный совет Д 212.223.03. при ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» по месту защиты Евдокимовой Т.С. кандидатской диссертации.

**Генеральный директор
АО «Экспериментальный завод»**

Кандидат технических наук
Член-корреспондент СПб Инженерной Академии
Заслуженный строитель Российской Федерации
Лауреат Премии Правительства РФ



Стерин В.С.

195279, СПб, Индустриальный пр., 44-1
ИНН 7806037513 КПП 780601001
ОГРН 1027804197662

Р/с 40702810855130118734 К/с 30101810500000000653
БИК 044030653
Северо-Западный банк ПАО «Сбербанка России»