

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования «Российский университет дружбы народов
имени Патриса Лумумбы» (РУДН)

На правах рукописи

Аль-Брис Роаа Хилми Кадхим

**РАЦИОНАЛЬНЫЕ РЕШЕНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК,
ПОДВЕРЖЕННЫХ КРУЧЕНИЮ, ПРИМЕНИТЕЛЬНО К УСЛОВИЯМ
РЕСПУБЛИКИ ИРАК**

2.1.1 Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
кандидат технических наук, доцент
Абу Махади Мохаммед Ибрагим

Москва – 2026

ОГЛАВЛЕНИЕ

ОГЛАВЛЕНИЕ	2
ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. ПРОБЛЕМА КРУЧЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	11
1.1. Кручение в элементах сплошного поперечного сечения	11
1.2. Главные напряжения при кручении	14
1.3. Главные напряжения при совместном действии изгиба и кручения.....	15
1.4. Деформирование железобетонных элементов при кручении	16
1.5. Влияние методов усиления на прочность железобетонных элементов при кручении	21
1.6. Выводы по первой главе	27
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК НА КРУЧЕНИЕ	29
2.1. Описание программы экспериментальной части.....	29
2.1.1. Конструкция и характеристики испытываемых образцов	32
2.2. Экспериментальное оборудование и программа эксперимента	45
2.2.1. Контрольные испытания свежего самоуплотняющегося бетона	57
2.2.2. Контрольные испытания образцов из самоуплотняющегося бетона	58
2.3. Процедура и схема испытаний образцов	66
2.4. Выводы по второй главе.....	70
ГЛАВА 3. ОБСУЖДЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	71
3.1. Общие механизмы разрушения образцов при кручении.....	71

3.1.1. Нагрузка трещинообразования и предельная нагрузка.....	78
3.1.2. Угол закручивания и продольное удлинение	82
3.1.3. Относительные деформации в бетоне	86
3.1.4. Деформации стальной арматуры и усиливающих элементов	89
3.2. Потенциальная энергия, затраченная на разрушение образцов	94
3.3. Регрессионный анализ для определения предельного крутящего момента	96
3.4. Выводы по третьей главе	98
ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК НА КРУЧЕНИЕ.....	99
4.1. Описание конечно-элементных моделей.....	99
4.1.1. Характеристика материалов.....	101
4.2. Верификация модели CDP и экспериментальных данных.....	104
4.2.1. Характер трещинообразования.....	108
4.3. Выводы по четвертой главе	114
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	115
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	118

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Железобетонные конструкции, работающие на кручение, в течение всего срока эксплуатации могут накапливать повреждения и подвергаться дефектообразованию. Причинами этого могут служить увеличение против проектной нагрузки на сооружение, изменение в процессе эксплуатации его расчетной схемы, импульсные воздействия (удар или взрыв), сейсмические нагрузки, старение бетона. В настоящее время усиление поврежденных железобетонных конструкций, работающих на кручение, обычно выполняется внешними методами, что в условиях непрерывных эксплуатационных воздействий, не является эффективным. Таким образом, разработка рациональных типов сталежелезобетонных балок из самоуплотняющегося бетона с внутренними усиливающими стальными элементами и предварительно напряженной стержневой арматурой, подверженных крутильным нагрузкам, является актуальной.

Степень разработанности темы исследования. Влияние крутильных нагрузок в железобетонных конструкциях на протяжении многих лет считалось второстепенным и в должной мере не учитывалось при проектировании. Обычно влияние кручения включалось в общий коэффициент запаса прочности сооружения, что приводило к консервативным оценкам его несущей способности. С учетом того, что современные численные методы расчета сооружений на прочность (метод конечных элементов, метод граничных элементов) позволяют получить рациональные решения основных конструктивных элементов, прочность которых на кручение во многих случаях может быть повышена в результате применения эффективного объемного армирования (усиления) наиболее напряженных участков

конструкции. Кроме того, существуют отдельные типы конструкций, для которых кручение является основным видом напряженного-деформированного состояния.

Исследованием железобетонных элементов, подверженных кручению, занимались как зарубежные, так и российские ученые. Например, Гобара (Ghobarah), Панчачарам (Panchacharam), Беларби (Belarbi), Халиорис (Chalioris), Дейфалла (Deifalla), Гобара (Ghobarah), Дахель (Dakhel), Бан (Ban) (Aziz, Hashim) и др.

Стоит отметить исследования Карпенко Н.И., Травуша В.И., Колчунова В.И., Каприелова С.С., Демьянова А.И., Конорева А.В., которые были направлены на изучение параметров, влияющих на работу железобетонных балок сплошного и полого сечения при кручении.

Тем не менее, обзор современных публикаций, посвященных проблемам усиления и совершенствования конструкций железобетонных балок под действием крутильных нагрузкам, имеется крайне ограниченное количество. Более того, зачастую крайне сложно выполнить внешнее усиление по всем сторонам коробчатых пролетных строений мостов. Вдобавок, оно может быть сопряжено с рисками при проведении работ по усилению высоко расположенных пролетных строений мостов. Кроме того, внешнее усиление может быть экономически нецелесообразным. В связи с этим возрастает интерес к разработке новых решений железобетонных балок, эффективно работающих на кручение.

Целью диссертационной работы является разработка рациональных типов сталежелезобетонных балок, подверженных кручению, для строительного комплекса республики Ирак.

Задачи исследования

1. В результате экспериментальных исследований установить эффективность использования внутренних каркасных стальных ребер жесткости для усиления железобетонных коробчатых балок в условиях чистого кручения.
2. Исследовать влияние количества и типа каркасных стальных ребер жесткости на сопротивление крутильным нагрузкам.
3. Исследовать влияние предварительного напряжения при наличии внутреннего усиления на работу железобетонных балок на кручение.
4. Предложить теоретическую зависимость для определения несущей способности предварительно напряженных сталежелезобетонных балок в зависимости от прочности бетона на сжатие, количества и типа стальных ребер жесткости, величины предварительного напряжения арматуры.
5. Выполнить нелинейный расчет в программе ABAQUS рассматриваемых железобетонных балок, усиленных стальными ребрами жесткости, с учетом упругопластического деформирования и накопления повреждений на крутильную нагрузку. Сравнить полученные экспериментальные данные с результатами расчета исследуемой железобетонной балки в программе ABAQUS.
6. Представить предложения и рекомендации, которые могут быть положены в основу дальнейших исследований.

Объектом исследования являются рациональные решения коробчатых железобетонных балок из самоуплотняющегося бетона, усиленные каркасными стальными ребрами жесткости двух типов.

Предметом исследования являются прочностные и деформационные характеристики коробчатых железобетонных балок, работающих на кручение.

Научная новизна работы заключается в предложенном способе повышения прочности железобетонных балок из самоуплотняющегося бетона, работающих на кручение, в результате использования объемного армирования стальными ребрами жесткости. Этот способ усиления может применяться как с обычной стержневой, так и с предварительно напряженной арматурой. Такой способ усиления эффективен как для сборных коробчатых балок, используемых в мостостроении республики Ирак, так и в существующих конструкциях в качестве метода внешнего усиления при наличии процесса разрушения.

Для исследуемых балок в условиях чистого кручения экспериментальным путем были получены нагрузка трещинообразования, разрушающая нагрузка, деформации в бетоне и стальной арматуре (как продольной, так и поперечной), деформации в стальных ребрах жесткости. Помимо этого, был определен угол закручивания на обоих концах балки, в четвертях и середине пролета. Установлены характер разрушения и картина трещинообразования.

Проведена верификация нелинейной модели деформирования с учетом повреждений (CDP) применительно к расчету железобетонных балок из самоуплотняющегося бетона, усиленных стальными ребрами жесткости, на крутильную нагрузку.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в получении научно-обоснованных результатов и выводов, касающихся работы ненапряженных и предварительно напряженных железобетонных балок из самоуплотняющегося бетона, усиленных внутренними поперечными стальными ребрами жесткости, в условиях чистого кручения.

Методология и методы исследования. Методологической основой исследования являются работы отечественных и зарубежных ученых в

области расчета и проектирования железобетонных конструкций, строительной механики, вычислительной математики. Используются общенаучные методы исследования такие, как анализ, систематизация, математическое моделирование, физический эксперимент.

Положения, выносимые на защиту:

1. Методика и результаты экспериментальных исследований прочностных и деформационных характеристик железобетонных коробчатых балок, усиленных внутренними поперечными стальными ребрами жесткости, подверженных чистому кручению;
2. Зависимости внешнего крутящего момента от угла закручивания, продольного удлинения, относительной деформаций бетона и арматуры, деформации стальных ребер жесткости;
3. Влияние типа стальных ребер жесткости на увеличение несущей способности элемента при кручении;
4. Влияние предварительного напряжения арматуры на увеличение прочности железобетонных балок, усиленных стальными ребрами жесткости разных типов;
5. Результаты физически нелинейного конечно-элементного расчета с учетом пластического деформирования и трещинообразования исследуемых железобетонных балок, усиленных стальными ребрами жесткости; сравнение полученных результатов с экспериментальными данными.

Степень достоверности результатов обеспечивается корректным использованием общепринятых положений теории железобетона, методов строительной механики, механики деформируемого твердого тела; применением методов испытаний, приведенных в действующих нормативных документах, использованием аттестованного испытательного оборудования и

необходимым количеством проведенных экспериментов для обеспечения надежности полученных результатов.

Личный вклад автора. Вклад автора заключается в постановке и реализации задач диссертационной работы, анализе литературных данных, выборе методики исследования, в подготовке программы экспериментальных испытаний, проведении и получении результатов исследования, обработке и анализе данных проведенных численных расчетов и экспериментальных исследований, и оформлении материалов публикаций.

Соответствие диссертации научной специальности:

Работа по своему содержанию, предмету и методам исследования соответствует специальности 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения и следующим пунктам Паспорта специальности: п. 1 «Построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчёта механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструкций и конструктивных систем зданий и сооружений»; п. 3 «Развитие теории и методов оценки напряжённого состояния, живучести, риска, надёжности, остаточного ресурса и сроков службы строительных конструкций, зданий и сооружений, в том числе при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях, обоснование критериев приемлемого уровня безопасности»; п. 8 «Разработка новых и совершенствование рациональных типов несущих и ограждающих конструкций, конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, механической, пожарной и экологической безопасности».

Апробация результатов. Основные результаты диссертационной работы были доложены на следующих конференциях: 6th International Conference on Engineering Technology and its Applications (ICETA) 15-16 July

2023; XIII International Scientific and Practical Forum «Environmental Aspects of Sustainability of Construction and Management of Urban Real Estate»; «Identifying the Causes of the Knowledge Gap in Digital Technology in the Iraqi Construction Industry» ESCM-2024, 4th International Conference on Advance of Sustainable Engineering and its Application ICASEA-2023, Wasit University, Iraq.

Публикации. Материалы диссертации изложены в 9 научных публикациях, за последние пять лет, из них 5 статей опубликованы в журналах, включенных в Перечень ВАК, 4 статьи в изданиях, индексируемых в БД Scopus и Web of Science.

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы. Общий объем работы 141 страниц, включающий 75 рисунков и 39 таблиц. Количество источников использованной литературы – 194.

Работа выполнена на кафедре технологий строительства и конструкционных материалов инженерной академии РУДН им. Патриса Лумумбы под руководством кандидата технических наук, доцента Абу Махади М.И.

ГЛАВА 1. ПРОБЛЕМА КРУЧЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Влияние кручения в железобетонных конструкциях на протяжении многих лет считалось второстепенным и не учитывалось при проектировании. Фактор кручения включался в общий коэффициент запаса прочности конструкции. В настоящее время современные методы расчета (прежде всего, метод конечных элементов) позволяют проектировать рациональные типы конструкций, прочность которых на кручение может быть увеличена путем применения эффективного армирования. Кроме того, существует множество конструктивных элементов зданий и сооружений, в которых кручение является основным видом напряженного состояния [2].

1.1. Кручение в элементах сплошного поперечного сечения

Когда к элементу прикладывается крутящий момент в сечениях элемента и радиальных плоскостях действуют касательные напряжения. На рисунке 1-1 показан элемент, подверженный крутящему моменту T . Касательные напряжения, возникающие в элементе с круглым поперечным сечением, имеют линейное изменение от нуля на центральной оси элемента до максимального значения на его внешней поверхности.

Максимальные касательные напряжения в элементах круглого сечения постоянны в окружном направлении, в то время как в элементах прямоугольного сечения изменяются от нуля в углах до максимального значения в середине более длинных сторон элемента [1].

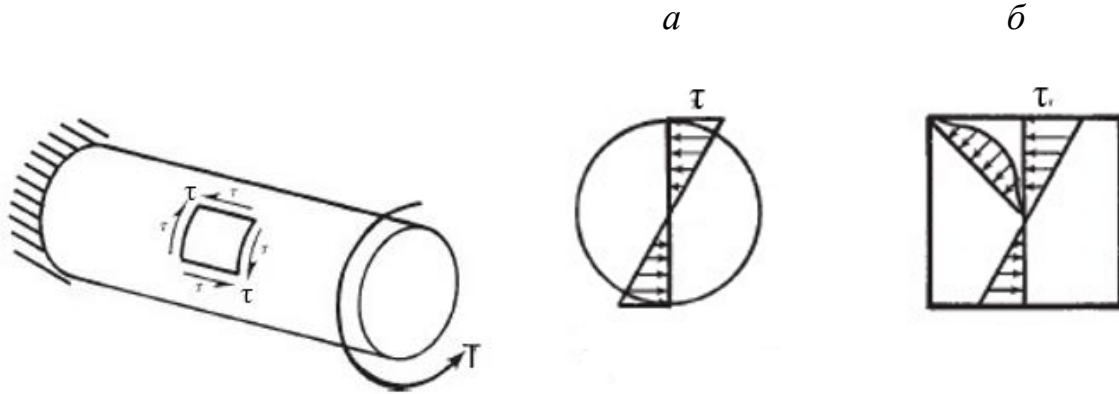


Рисунок 1-1 – Распределение касательных напряжений в элементах круглого (а) и прямоугольного (б) сечений

Распределение касательных напряжений в поперечном сечении элемента объясняется с помощью аналогии с мыльной пленкой. Уравнение выпуклой поверхности (мембраны) аналогично уравнению касательных напряжений от крутильной нагрузки. Поэтому изменение эпюры касательных напряжений можно представить, сформировав отверстие в плите, форма которого соответствует форме поперечного сечения элемента, растянув мыльную пленку через это отверстие. Затем пленка надувается, как показано на рисунках 1-1, а и 1-1, б, соответственно. Полагается, что крутящий момент пропорционален объему мыльной пленкой [1].

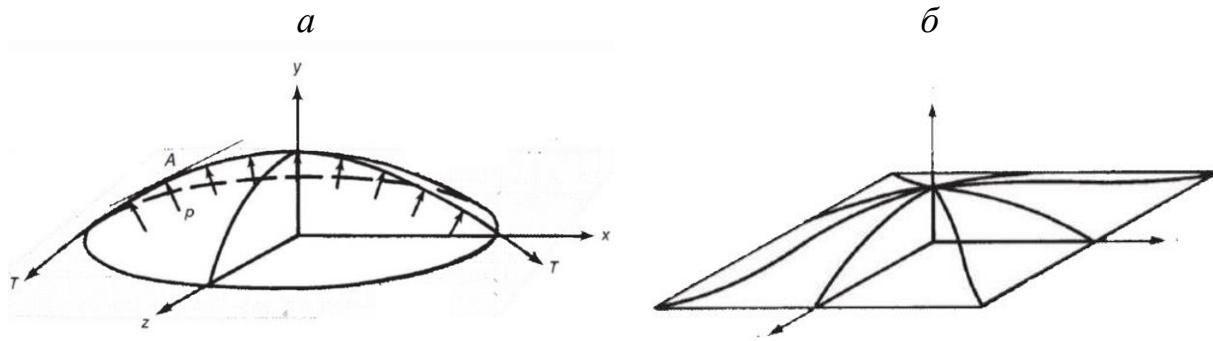


Рисунок 1-2 – Аналогия с мыльной пленкой для элементов круглого (а) и прямоугольного (б) поперечного сечения

Для упруго деформируемого элемента с круглым поперечным сечением

$$\tau_{\max} = \frac{Tr}{J_p} \dots\dots\dots (1-1)$$

где

$\tau_{\max}$ – максимальные касательные напряжения,

T – внешний крутящий момент,

r – радиус поперечного сечения элемента,

J_p – полярный момент инерции.

Аналогично для упругого элемента с прямоугольным сечением максимальные касательные напряжения, возникающие в центре более длинных сторон, равны

$$\tau_{\max} = \frac{T}{\alpha x^2 y} \dots\dots\dots (1-2)$$

где

x и y – короткая и длинная сторона прямоугольного сечения, соответственно.

α – коэффициент, зависящий от соотношения сторон, ($\alpha = 0.208$ для квадратного сечения до $\alpha = 0.333$ для бесконечно широкой пластины).

Для определения коэффициента α можно использовать следующее выражение:

$$\alpha = \frac{1}{\left(3 + \frac{1.8x^2}{y}\right)} \dots\dots\dots (1-3)$$

Когда поперечное сечение элемента состоит из множества прямоугольников

$$\tau_{\max} = \frac{T}{\sum(x^2 y/3)} \dots\dots\dots (1-4)$$

Аналогия с мыльной пленкой и уравнения (1-1) – (1-4) применимы для упругих тел. Для тел, находящихся в пластическом состоянии, касательные напряжения одинаковы во всех точках. В этом случае, аналогия с мыльной пленкой заменяется аналогией с песчаной насыпью, имеющей постоянный уклон. Это приводит к конусообразной форме поверхности для элемента с круглым поперечным сечением и пирамидальной – для элементов квадратного сечения.

Наглядное представление вышеуказанной аналогии можно добиться, сделав отверстие в пластине, имеющей ту же форму, что и поперечное сечение элемента, затем насыпать через это отверстие песок. Форма истечения песка через отверстие будет соответствовать распределению касательных напряжений в поперечном сечении элемента.

Касательные напряжения, отвечающие пластическому деформированию элемента с прямоугольным поперечным сечением, равно

$$\tau_{pl} = \frac{T}{\alpha_{pl} x^2 y} \dots\dots\dots (1-5)$$

Величина α_{pl} изменяется от 0.333 при $y/x = 1$ до 0.5 для $y/x = \infty$.

Деформирование железобетонных элементов без трещин при кручении не является ни идеально упругим, ни идеально пластичным. Однако, оценки в первом приближении могут получены с использованием каждой из этих моделей [1].

1.2. Главные напряжения при кручении

Когда к элементу прикладывается крутящий момент T как показано на рисунке 1-3, на передней и верхней гранях элемента возникают касательные напряжения. Если к элементу приложен только крутящий момент T , то главные растягивающие и главные сжимающие напряжения равны

касательным напряжениям. В конечном счете, главные растягивающие напряжения приводят к спиральной трещине $A - B - C - D - E$, как показано на рисунке 1-3, *в*.

В отсутствии поперечной арматуры такая трещина привела бы к разрушению бетонного элемента. Четырехсторонние (закрытые) хомуты наиболее эффективно повышают несущую способность элемента, препятствуя его разрушению [1].

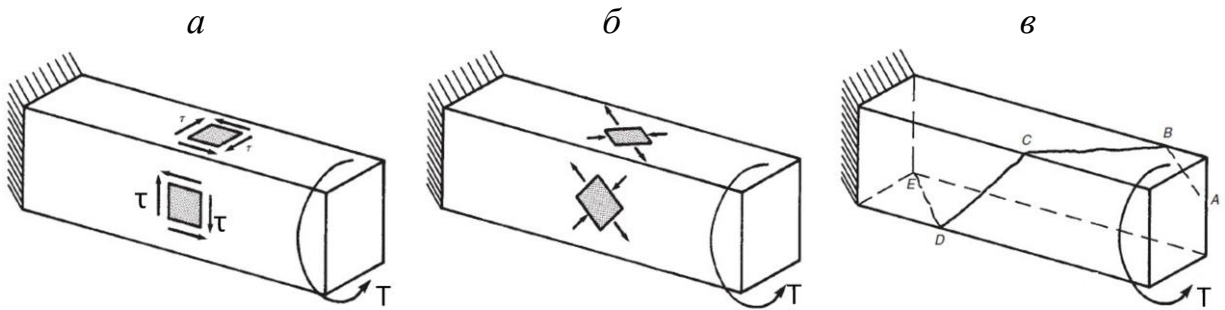


Рисунок 1-3 – Касательные (*а*) и главные (*б*) напряжения при кручении, трещинообразование (*в*) в элементе прямоугольного сечения

1.3. Главные напряжения при совместном действии изгиба и кручения

Когда элемент находится под действием поперечной силы и крутящего момента как показано на рисунке 1-4, полные значения касательных напряжений увеличиваются на передней грани и уменьшаются на задней грани (см. рисунки 1-4, *а* и 1-4, *б*).

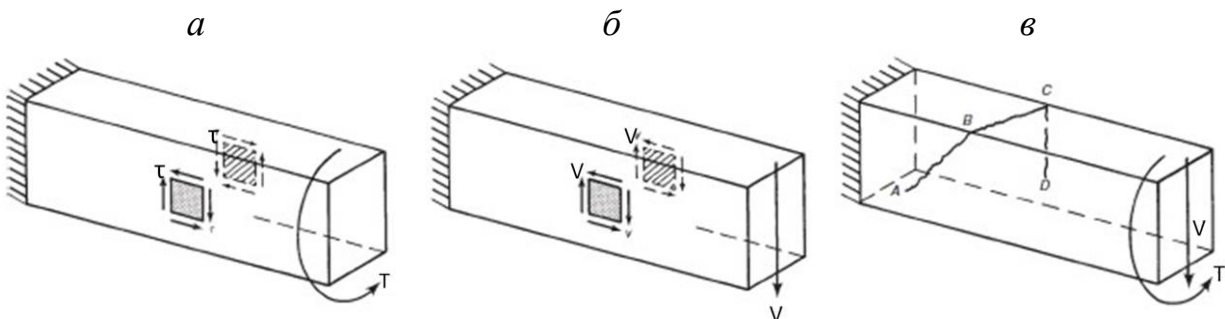


Рисунок 1-4 – Составляющие касательных напряжений на гранях элемента при кручении (*а*) и поперечном сдвиге (*б*), трещинообразование (*в*)

Следовательно, на передней поверхности элемента возникают трещины с определенным наклоном (например, трещина *AB*), распространяющиеся на верхнюю грань балки, которая подвергается растягивающему напряжению при изгибе. Если прикладывается достаточно большой изгибающий момент, образовавшиеся трещины развиваются вертикально, переходя на заднюю поверхность элемента (например, трещина *CD*). Сжимающие напряжения при изгибе вблизи нижней поверхности элемента предотвращают развитие трещин по высоте как на передней, так и задней поверхностях [1].

1.4. Деформирование железобетонных элементов при кручении

Если элемент сопротивляется крутильной нагрузке, то возникают касательные и главные напряжения (см. рисунок 1-3). Трещины с определенным наклоном возникают, когда максимальное главное напряжение при растяжении достигает прочности бетона на растяжение. Распространение трещин приводит к разрушению неармированного бетонного элемента.

Использование продольного армирования оказывает влияние на сопротивление элемента чистому кручению, поскольку продольная арматура частично воспринимает главные растягивающие напряжения, действующие на наклонных площадках.

На рисунке 1-5 показана кривая зависимости крутящего момента от угла закручивания для элемента с продольным и поперечным армированием. При нагрузке, соответствующей трещинообразованию (точка *A* на рисунке 1-5), угол закручивания θ увеличивается без заметного роста крутящего момента, поскольку внутренние силы в сечениях бетонного элемента перераспределяются на арматуру. Трещины распространяются в сторону сердцевины элемента, делая ее неэффективной. Для балок с полым поперечным сечением крутящий момент трещинообразования, как правило, ниже, чем для аналогично армированных балок сплошного сечения. В то же время предельный момент для указанных типов балок имеет близкие значения. Это указывает на то, что при кручении прочность железобетонного элемента с трещинами, в большей степени, зависит от армированной части сечения, выходящей за пределы ядра.

После того как в армированном бетонном элементе возникли трещины, разрушение может наступить как по бетону, так и по арматуре в следствие текучести стали. Разрушение по бетону имеет место на участках между наклонными трещинами под действием главных сжимающих напряжений при чрезмерном армировании элемента [12].

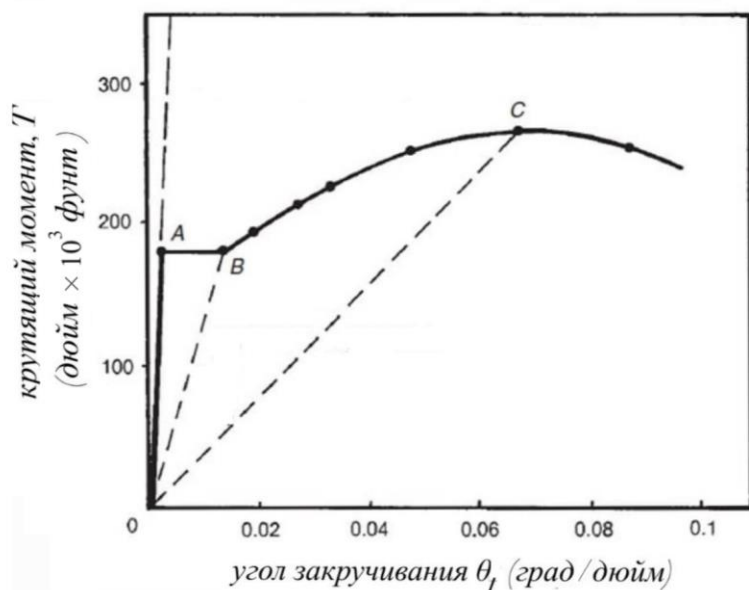


Рисунок 1-5 – Идеализированная кривая деформирования армированных балок при кручении

Экспериментальные данные Хсу Т.Т.С. [12], Митчелла и Коллинза [13] показывают, что предельная несущая способность на кручение одинакова как для сплошного, так и для полого поперечного сечения. Бетон сердцевины балки не вносит существенный вклад в прочность элемента на кручение.

Бхатт и Эбирери [14] испытали двенадцать сплошных и полых балок при комбинированных напряжениях кручения и изгиба. Сплошные и полые балки были изготовлены так, чтобы иметь одинаковые внешние размеры и одинаковое армирование. Предполагалось, что касательные напряжения при кручении воспринимаются внешним слоем поперечного сечения толщиной около 50 мм. Эти результаты показали, что сплошные и полые балки, испытанные только под крутильной нагрузкой, разрушались при нагрузке примерно на 10% меньше расчетной, а при контролируемом изгибе с кручением – при нагрузке, превышающей расчетную.

Альнуайми [15] получил сопоставимые результаты испытаний четырнадцать железобетонных балок длиной 3800 мм со сплошным и полым

сечением размером 300×300 мм и толщиной стенки 50 мм (для полых образцов). Исследовалось включение бетонной сердцевины поперечного сечения в работу балок при комбинированном действии изгиба и кручения. Нагрузка трещинообразования и разрушения во всех случаях для сплошной балки была выше, чем у аналогичной полый. Меньшее отношение нагрузки изгиба к нагрузке кручения вызвало большие различия в предельных нагрузках между сплошными и полыми образцами. Продольная арматура достигала предела текучести, в то время как хомуты испытывали меньшие деформации.

Бернардо и Лопес [16, 18] исследовали предельную несущую способность шестнадцати балок с полым поперечным сечением из высокопрочного бетона. Все балки имели квадратное поперечное сечение с симметричным армированием. В ходе исследований было отмечено, что пластичность бетона при кручении была низкой.

Энас [19] исследовал работу железобетонных балок размером $170 \times 240 \times 2000$ мм коробчатого и кольцевого сечения на совместное действие изгиба с кручением. Балки имели одинаковое армирование. Эксперименты показали, что на характер деформирования и прочность балки влияет тип бетона. Балки из обычного тяжелого бетона с площадью полости, равной 18% от полной площади сечения, имели предельный крутящий момент и момент трещинообразования, составляющие 80% и 89% от предельного момента и момента трещинообразования для балок сплошного сечения тех же размеров. В то время как для аналогичных балок из высокопрочного бетона указанные значения составили 60% и 83%, соответственно. Применение высокопрочного бетона дало увеличение предельного крутящего момента и крутящего момента трещинообразования для сплошных балок на 100% и 66%, соответственно.

Рассмуссен и Бейкер [21] исследовали деформирование железобетонных балок из бетона нормальной прочности и высокопрочного бетона при действии чистого кручения. Прочность бетона на сжатие варьировалась в диапазоне от 36 до 110 МПа. Результаты испытаний показали преимущества использования высокопрочного бетона, которые заключаются в более высокой трещиностойкости и увеличенной предельной несущей способности образцов при кручении, меньшей ширине раскрытия трещин, большей жесткости и меньших напряжениях в стальной арматуре по сравнению с балками из бетона нормальной прочности.

Баласубраманиан [22] провел исследования образцов с применением инфильтрационного фибробетона (SIFCON) под действием кручения. Испытания проводились на образцах Z-образной формы с использованием прямых, гофрированных и корытообразных волокон из низкоуглеродистой стали. В образцах объемное содержание волокон варьировалось в пределах от 6% до 8%. Результаты испытаний показали, что увеличение сопротивления бетонных элементов кручению может быть достигнуто путем добавления волокон.

Прабагхар и Кумаран [32] выполнили моделирование бетонных балок прямоугольного сечения, армированных стеклопластиковой арматурой, при чистом кручении. Предельная несущая способность балок определялась с использованием аналогии пространственной фермы и модели разупрочнения фермы при различных параметрах. Теоретическая кривая зависимости угла закручивания от крутящего момента показала совпадения с экспериментальными данными. *Также отмечается, что замена продольной и поперечной стальной арматуры на эквивалентный процент стеклопластиковой арматуры снижает их несущую способность при*

кручении. Кроме того, шаг поперечных хомутов оказывает существенное влияние на прочность балок на кручение [38].

Абир [34] разработал аналитический метод определения предельного крутящего момента для коробчатых железобетонных балок, усиленных полосами из углепластика. Использовалась модифицированная модель разупрочненной фермы. Задача решалась с учетом обеспечения условий равновесия и совместности деформаций, а также законов деформирования бетона, стали и углепластика. Разработанный метод показал приемлемые результаты в сравнении с экспериментальными данными.

Испытания армированных бетонных элементов показывают, что после появления трещин влияние бетонного ядра в центре сечения на прочность при кручении незначительно. Следовательно, при построении расчетных моделей бетоном ядра можно пренебречь, моделируя эквивалентный коробчатый или кольцевой бетонный элемент [1].

1.5. Влияние методов усиления на прочность железобетонных элементов при кручении

Гобара [23] провел исследование одиннадцати железобетонных балок с использованием внешнего усиления из полимерных волокон для повышения сопротивления кручению. Для армирования применялись ленты с углеродными волокнами, так и со стеклянными волокнами. При этом исследовались различные варианты обертывания конструкции. Среди используемых вариантов внешнего усиления наиболее эффективным оказалось полное обертывание балки с ориентацией волокон под углом 45 градусов.

Панчачарам и Беларби [24] представили результаты испытаний железобетонных балок, усиленных полосами из стеклопластика, наклеенными на наружные стороны элементов. Наличие U-образного внешнего усиления привело к значительному увеличению как трещиностойкости, так и предельного крутящего момента.

Ма [36] испытал на чистое кручение до разрушения четыре железобетонные балки коробчатого сечения, усиленные с помощью U-образного обертывания. В результате усиления предельный крутящий момент увеличился в диапазоне от 16,6% до 20,5%.

Дейфалла и Гобара [26] разработали аналитическую модель деформирования железобетонных балок, усиленных композитными полимерными материалами для сопротивления кручению. Параметры модели включали в себя разные схемы усиления, а также различные виды разрушения конструкции. Результаты по этой модели были сравнены с экспериментальными данными [25] и получена удовлетворительная сходимость.

Сантакумар [46] представил результаты численных исследований железобетонных балок, подвергнутых воздействию изгиба с кручением. Были рассмотрены различные соотношения между крутящим и изгибающими моментами. Расчет выполнялся методом конечных элементов с учетом физической нелинейности в программе ANSYS. Конечно-элементные модели балок охватывали как образцы без внешнего усиления, так и образцы, усиленные с использованием композитных листов из углепластика с ориентацией волокон $\pm 45^\circ$, 0° и 90° . Серия расчетов показала, что композиты из углепластика с ориентацией волокон $\pm 45^\circ$ оказались наиболее эффективны при усилении образцов железобетонных балок, нагруженных комбинированным воздействием изгибающих и крутящих моментов с более

высоким отношением момента кручения к изгибу. Также было установлено, что начальная жесткость балок существенно не изменяется при добавлении внешних армирующих слоев. При этом усиление железобетонных балок композитными листами оказывается эффективным после образования трещин в бетоне.

Баргламе и Лотфоллахи [47] исследовали предельный крутящий момент в верхней точке для образцов цилиндрической формы со спиральными хомутами, ориентированными в направлении и против направления кручения, как показано на рисунке 1-6.

Модели образцов были рассчитаны на различное действие нагрузок в программе ANSYS. Было отмечено, что образцы со спиралеобразными хомутами показывают меньшую несущую способность при кручении независимо от ориентации хомутов по сравнению с образцами, имеющими вязаный арматурный каркас, что противоречит результатам, полученным с использованием стандартов по бетону.

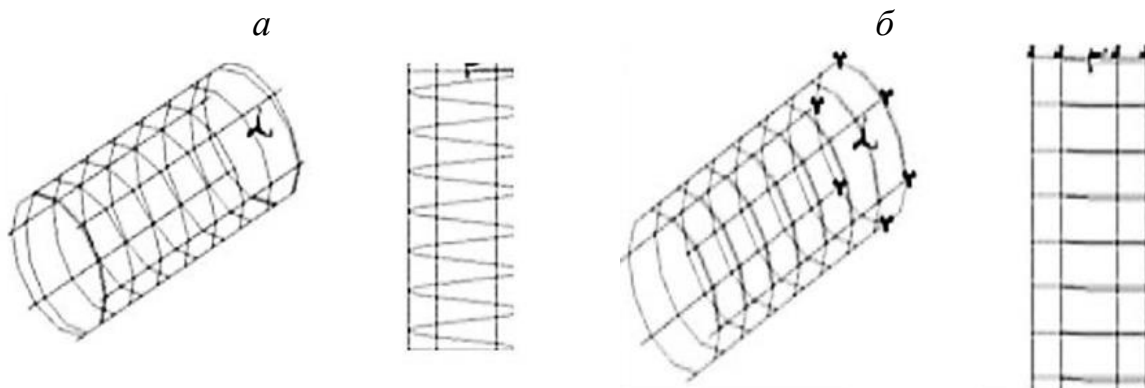


Рисунок 1-6 – Схемы задания армирования цилиндрических образцов в работе [47]: спиралеобразными хомутами (а), вязаным каркасом (б)

Аль-Шеррави [48] выполнил нелинейные расчеты на кручение методом конечных элементов 14 железобетонных Т-образных балок с отверстиями в стенке (и без них) с использованием программы ANSYS. Было рассмотрено

влияние на напряженно-деформированное состояние балок различных факторов, таких как размеры и форма отверстий в стенке, их расположение и количество. Для усиления элементов в местах расположения отверстий использовались внутренние стальные стержни. Исследовалась зависимость «крутящий момент – угол закручивания». Выполнен анализ результатов по предельному крутящему моменту, деформациям кручения, характеру развития трещин, ширины их раскрытия. Исследование показало снижение прочности Т-образных балок с отверстиями в стенке при кручении и увеличение при этом угла закручивания.

Дахель [27] и Раид [33] исследовали влияние стальной фибры на прочность балок, нагруженных крутящей нагрузкой. В общей сложности было испытано двенадцать балок из обычного, высокопрочного и самоуплотняющегося бетонов. Эксперименты показали, что увеличение призмочной прочности бетона приводит к повышению сопротивления балки кручению. Также предельная несущая способность балок увеличивалась с повышением содержания стальной фибры. Кроме того, предельный крутящий момент для коробчатых балок из самоуплотняющегося бетона оказался близок к предельному моменту соответствующих балок сплошного сечения.

В работах [28,30,31] было исследовано влияние усиления балок углепластиком на прочность при изгибе с кручением. Схема усиления была одинаковой для всех балок. Было установлено, что использование листов из углеродных волокон для усиления железобетонных балок, подверженных изгибу с кручением ($T / M > 1$), увеличивает предельный крутящий момент до 108,5% и предельный изгибающий момент до 108,7%. В тоже время, для балок при соотношении $T / M < 1$, предельный изгибающий момент увеличился до 68,8%, а крутящий – до 69,6%. Ориентация листов из углепластика под углом

45 градусов является наиболее эффективной для повышения прочности балок при кручении [35, 37].

Абдулриджа [29] провел эксперименты, направленные на повышение прочности сталежелезобетонных балок при кручении. Результаты показали, что использование стальных пластин, механически соединенных с балками, обеспечивает повышение прочности при кручении. По сравнению с контрольной балкой без усиления, максимальное увеличение крутящего момента трещинообразования и предельного крутящего момента составило 250% и 278%, соответственно. Это результат был достигнут для балки, усиленной стальными пластинами 150×150 мм толщиной 2 мм.

Кандекар и Таликоти [39] исследовали работу железобетонных балок, усиленных с помощью арамидных лент при кручении. Была испытана до разрушения двадцать одна железобетонная балка прямоугольного сечения 150×300 мм длиной 1,3 м. Установлено, что несущая способность балок зависит от характера внешнего армирования. По мере увеличения шага арамидных лент несущая способность балок уменьшалась при незначительном изменении угла закручивания. Предельная несущая способность по крутящему моменту увеличилась на 140%, 130%, 120%, 110% и 100% для балок с шагом лент 100, 125, 150, 175 и 200 мм, соответственно, по сравнению с контрольной балкой без внешнего армирования.

Азиз и Хашим [40] исследовали работу шести коробчатых балок из самоуплотняющегося бетона, усиленных поперечными диафрагмами жесткости, при кручении. Результаты показали увеличение предельного крутящего момента от 43% до 94% в зависимости от типа диафрагм. При этом крутящий момент трещинообразования возрос от 57% до 86%, соответственно.

Абдалла и Азиз [41] исследовали повышение прочности при кручении железобетонных балок из самоуплотняющегося бетона с полым сечением, изнутри усиленных стальными поперечно расположенными Х-образными связями. Было испытано семь образцов – балок. Предельный крутящий момент увеличился от 14,4% до 59,2%, а угол закручивания уменьшился от 8,2% до 30,34%, соответственно.

Мухопадхьяй и Рой [42] исследовали результаты экспериментов четырнадцати предварительно напряженных Т-образных балок, нагруженных крутящей нагрузкой. Предложены уравнения для определения крутящего момента трещинообразования для бетонных элементов без предварительного напряжения и предварительно напряженных.

$$T_{cr} = \sqrt{f'_c} \sum \left[\sum_{n=0}^r \left(a_n (b/d)^n b^2 d \right) \right] \left(1 + \frac{10\sigma}{f'_c} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (1-6)$$

$$T_{cr} = \sqrt{f'_c} \sum \left[\sum_{n=0}^r \left(a_n (b/d)^n \frac{b^3 d}{b_c} \right) \right] \left(1 + \frac{10\sigma}{f'_c} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (1-7)$$

В формулах (1-6) и (1-7) σ является напряжением в центре тяжести сечения предварительно напряженной балки без эксцентриситета и в критическом сечении предварительно напряженной балки с эксцентриситетом. Однако оба уравнения (1-6) и (1-7) дают оценку несущей способности балки по моменту трещинообразования в первом приближении.

Нараянан и Карим в работе [43] испытали 43 предварительно напряженные бетонные балки, армированные стальной фиброй. Девять балок были изготовлены из обычного тяжелого бетона с прочностью на сжатие 40 МПа. Остальные балки были изготовлены из бетона на мелком заполнителе с кубиковой прочностью 40, 55 и 25 МПа, соответственно. Для армирования использовалась стальная фибра в объеме 1%, 2% и 3%. Было установлено, что

применение предварительного напряжения и дисперсного армирования приводит к увеличению предельной несущей способности балок при кручении до 4 раз по сравнению со значениями, полученными для контрольных бетонных балок без предварительного напряжения. Имело место явное упругопластическое деформирование образцов при кручении после образования трещин в зависимости от содержания фибры и приложенной нагрузки.

Фейсал в работе [44] привел результаты испытаний на кручение 18 предварительно напряженных балок прямоугольного сечения с фибровым армированием и без него. Основными параметрами исследования были уровни предварительного напряжения и объемное содержание стальной фибры. Результаты показали, что существенного увеличения прочности при кручении не наблюдается при объемном содержании стального волокна менее 1%.

Халил и другие ученые в работе [45] исследовали работу 10 железобетонных коробчатых балок с проемами в стенке и без них при чистом кручении. Балки имели внешнее предварительное напряжение (ЕРТ), которое выполнялось с использованием четырех продольных канатов, расположенных вдоль оси балки, а также по вертикали – с использованием 12 канатов. Усиление с использованием технологии ЕРТ увеличило несущую способность балок при кручении, в среднем, на 58%. Вертикальное натяжение канатов для усиления балок с проемами увеличило несущую способность при кручении, примерно, на 13%.

1.6. Выводы по первой главе

Проведенный в настоящей главе обзор и анализ современных публикаций позволяет сделать следующие основные выводы:

1. Влияние крутильных нагрузок в железобетонных конструкциях на протяжении многих лет считалось второстепенным и в должной мере не учитывалось при проектировании.

2. Обычно влияние кручения включалось в общий коэффициент запаса прочности конструкции, что приводило к консервативным оценкам ее несущей способности. С учетом того, что современные численные методы расчета сооружений на прочность (метод конечных элементов, метод граничных элементов) позволяют получить рациональные решения основных конструктивных элементов, прочность которых на кручение во многих случаях может быть повышена в результате применения эффективного объемного армирования (усиления) наиболее напряженных участков конструкции.

3. Обзор современных публикаций, посвященных проблемам усиления и совершенствования конструкций железобетонных балок под действием крутильных нагрузкам, имеется крайне ограниченное количество.

4. Существует отдельные типы конструкций, для которых кручение является основным видом напряженного-деформированного состояния. Более того, зачастую крайне сложно выполнить внешнее усиление по всем сторонам отдельных конструкций (например, коробчатые пролетные строения мостов). Вдобавок, такое усиление может быть сопряжено с рисками при проведении работ на высоко расположенных пролетных строениях мостов. Кроме того, внешнее усиление может быть экономически нецелесообразным. В связи с этим возрастает интерес к разработке новых решений железобетонных балок, эффективно работающих на кручение для строительного комплекса республики Ирак.

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК НА КРУЧЕНИЕ

Экспериментальные исследования образцов сталежелезобетонных балок на кручение были проведены автором диссертации в лаборатории строительных материалов кафедры гражданского строительства инженерного факультета Васитского университета (University of Wasit) под руководством профессора Аль-Гашам Таар Сауд Салман (prof. Thaar Saud Salman Algasham). В планировании и научно-техническом сопровождении экспериментов принимали участие доценты кафедры технологий строительства и конструкционных материалов инженерной академии Российского университета дружбы народов Абу Махади М.И. и Маркович А.С.

2.1. Описание программы экспериментальной части

Экспериментальная часть работы была направлена на подготовку 14 армированных образцов коробчатых балок на самоуплотняющемся бетоне. Данные образцы изготовлены для проведения экспериментов на кручение. Программа включала в себя изготовление, выдержку и испытание образцов. На рисунке (2-1) показано схематическое объяснение программы экспериментальной части работы. Образцы были разделены на две категории, каждая из которых состояла из 7 образцов. Первая и вторая категория была подразделена на три группы. **Первая группа** состояла из одного контрольного образца (обозначенных как 1NR для образцов без предварительного напряжения и 1PR для предварительно напряженных образцов) без специального усиления. **Вторая группа** состояла из трех образцов (обозначенных как 2N1OF, 3N3OF, 4N5OF для образцов без предварительного напряжения и 2P1OF, 3P3OF, 4P5OF для предварительно напряженных

образцов), усиленных одним, тремя и пятью каркасными стальными ребрами жесткости с открытым профилем, соответственно. *Третья группа* состояла из трех образцов (обозначенных как 5N1CF, 6N3CF, 7N5CF для образцов без предварительного напряжения и 5P1CF, 6P3CF, 7P5CF для предварительно напряженных образцов), усиленных одним, тремя и пятью каркасными стальными ребрами жесткости с замкнутым профилем, соответственно. В таблице (2-1) представлены все образцы. В программу экспериментальной части также входило множество контрольных испытаний кубов, цилиндров и призм, необходимых для определения характеристик затвердевшего бетона (плотность затвердевшего бетона, прочность на сжатие и растяжение, модуль упругости и коэффициент Пуассона), а также множество испытаний для контроля свежееуложенного самоуплотняющегося бетона (тест на растекаемость конуса, тест в L-образном ящике, тест в V-образной воронке, тест в U-образном ящике и тест в J-образном кольце) и плотности свежего бетона. Кроме того, арматурная сталь, сталь, из которой были изготовлены каркасные стальные ребра жесткости, преднапрягающие канаты, обычный портландцемент, мелкий заполнитель и крупный заполнитель были испытаны в Национальном центре строительных лабораторий и исследований.

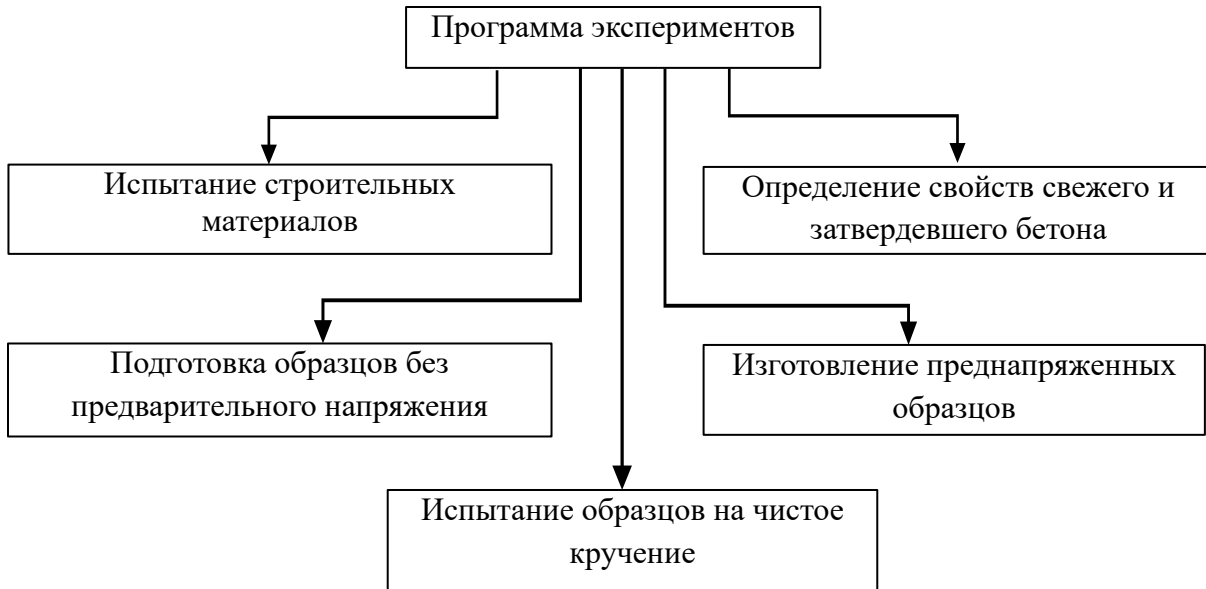


Рисунок 2-1 – Программа экспериментальной части

Во время проведения испытаний размеры образцов, марка самоуплотняющегося бетона, пролет, продольная и поперечная арматура, схема нагружения и усилие предварительного напряжения оставались постоянными. Фиксировались нагрузки при образовании трещин и предельные нагрузки, характер разрушения, зависимость крутящего момента от угла закручивания, кривые зависимости крутящего момента от деформации и схема трещинообразования, которые будут описаны в третьей главе.

Таблица 2-1. Характеристики образцов (первая и вторая категория)

Группа	Обозначение образцов *		Размеры (см)					Кол-во стальных каркасных ребер жесткости (шт.)	Тип каркасных стальных ребер жесткости
	Первая категория	Вторая категория	Длина (L)	Ширина (B)	Высота (H)	Толщина полки (t_f)	Толщина стенки (t_w)		
1	1NR	1PR	210	30	30	6	6	-----	-----
2	2N1OF	2P1OF						1	Открытое сечение
	3N3OF	3P3OF						3	
	4N5OF	4P5OF						5	
3	5N1CF	5P1CF						1	Закрытое сечение
	6N3CF	6P3CF						3	
	7N5CF	7P5CF						5	

*первая цифра относится к номеру образца в группе, N означает ненапряженный, R означает эталонный, P означает предварительно напряженный, вторая цифра относится к количеству каркасных стальных ребер жесткости (FSSRs), O означает открытый, C означает закрытый, а F означает рамный.

2.1.1. Конструкция и характеристики испытываемых образцов

Для данного исследования было изготовлено 14 образцов-балок коробчатого сечения с одинаковыми размерами ($L = 210$ см, $H = B = 30$ см, $h_f = t_w = 6$ см с перегородками по 20 см с каждого конца балки), продольной и поперечной арматурой.

Для соответствия требованиям проектирования на кручение было предусмотрено минимальное армирование в обоих направлениях, продольном и поперечном, чтобы избежать разрушения образца при нагрузке, вызывающей трещины от кручения [49]. Также минимальное объемное отношение арматуры, работающей на кручение, составляет (0,9-1,0)% [1]. Следовательно, было принято отношение (1,51%) в качестве общего отношения объема хомутов и продольной арматуры к объему бетона.

В железобетонных балках, подверженных кручению, может произойти отслоение защитного слоя бетона из-за чрезмерного осевого давления на бетон в областях, близких к краям балки. Рахал и Коллинз (Rahal, Collins) в своей работе 1996 г. [50], предположили, что, если защитный слой бетона имеет значение больше, чем $0.3(A_c / P_c)$, то произойдет отслоение защитного слоя, где A_c и P_c – площадь и периметр поперечного сечения бетона, соответственно. На основании экспериментов было сделано заключение о вышеупомянутой эмпирической зависимости для предельной толщины защитного слоя, за пределами которой разрушение балки будет определяться отслоением защитного слоя. Когда разрушение определяется отслоением защитного слоя, центральная линия поперечной арматуры будет являться основанием для расчета эффективной площади поперечного сечения. В настоящей рабочей программе все железобетонные образцы на самоуплотняющемся бетоне были изготовлены с постоянным защитным слоем бетона 15 мм, поэтому вышеупомянутое соотношение было выполнено. Уменьшение предельной прочности образцов будет происходить в результате уменьшения эффективной площади поперечного сечения железобетонного сечения в случае отслоения защитного слоя. Железобетонные коробчатые балки на самоуплотняющемся бетоне с полым поперечным сечением, используемые в этой работе, были изготовлены с толщиной стенки ($t_f = t_w = 60$ мм), достаточной для сопротивления осевому давлению.

В соответствии с вышеизложенными соображениями, все образцы были армированы стержнями Ø 12 мм в верхней и нижней частях сечения в продольном направлении и замкнутыми хомутами Ø 8 мм с шагом 130 мм в поперечном направлении, в испытываемой зоне.

Во время испытания на кручение крутящий момент прикладывался к концам образца. Поэтому поперечное сечение концов было сплошным

прямоугольным с длиной 200 мм. На прочность образца не влияли эти граничные условия, так как опоры испытуемого образца обладали способностью свободно вращаться, с незначительным сопротивлением трения приложенному крутящему моменту. Поэтому оба конца образцов были армированы замкнутыми хомутами $\varnothing 8$ мм с шагом 40 мм по центрам. На рисунке 2-2 показаны типовые геометрические характеристики и детали армирования образцов с постоянным защитным слоем бетона 15 мм.

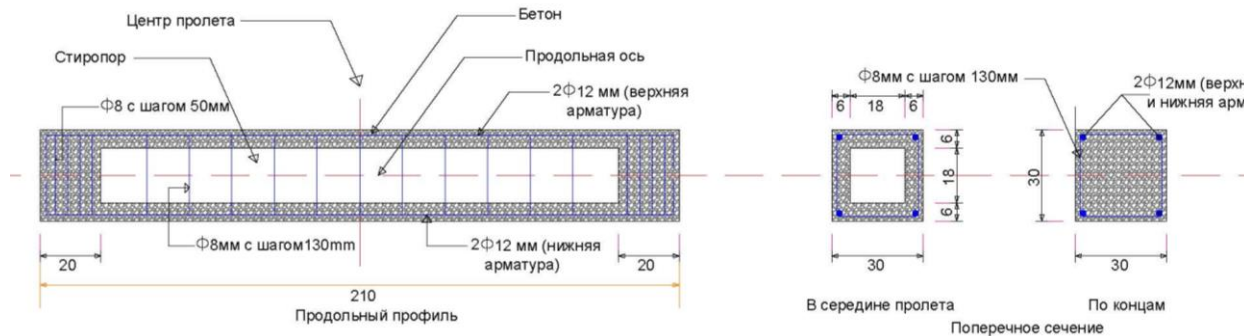


Рисунок 2-2 – Группа 1. Образец 1NR или 1PR. Характеристики образцов (размеры даны в см)

Примечание: Данные характеристики представлены для всех образцов. Только два отличия: наличие усиления каркасными стальными ребрами жесткости и предварительное напряжение

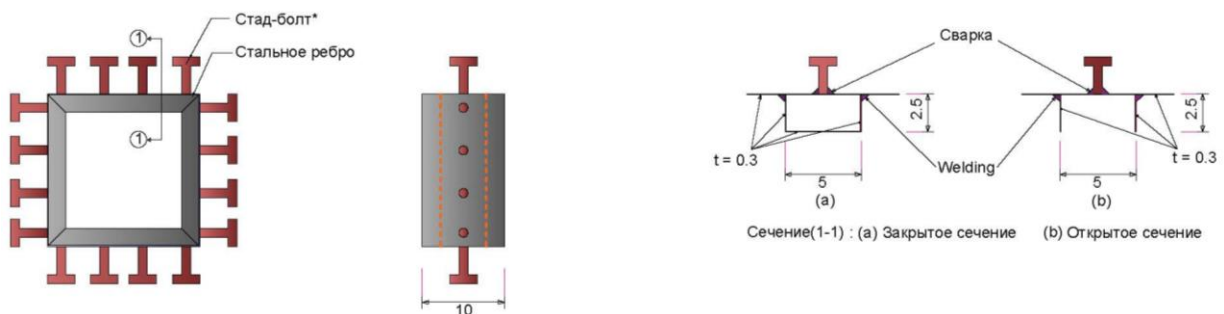


Рисунок 2-3 – Каркасные стальные ребра жесткости (размеры даны в см)

* Стал-болты ($L_b=40$ мм), толщина головки 8 мм, диаметр ($d_{sh,s}=13,8$ мм), $S_{sh,c}=4,5$ см, $f_{tu}=800$ МПа, $f_y=640$ МПа, $\tau_{sh,c}=496$ МПа

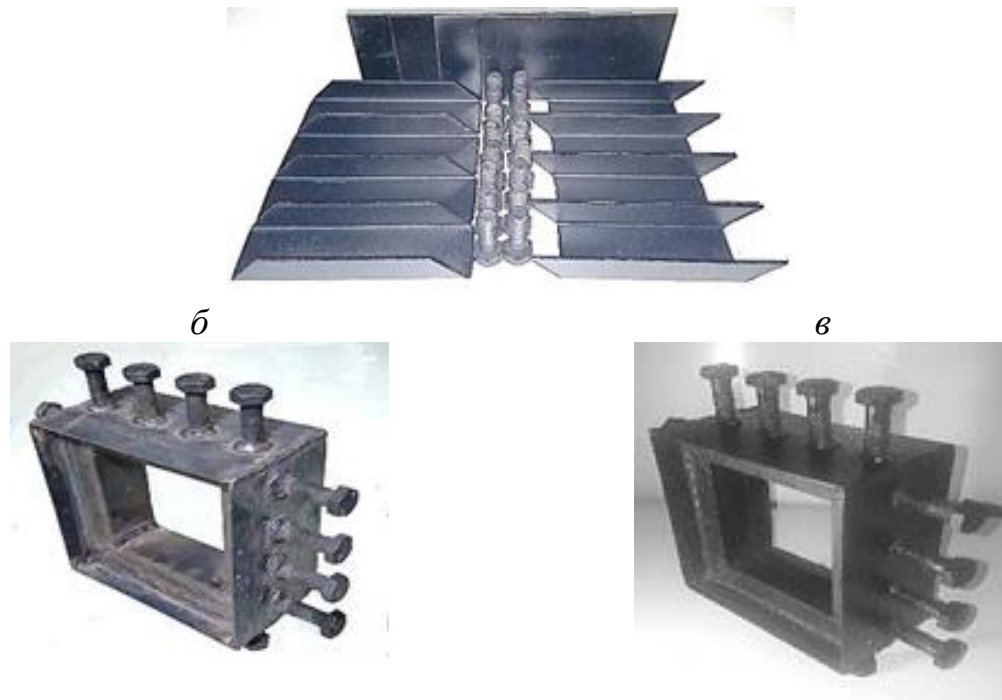


Рисунок 2-4 – Каркасные стальные ребра жесткости: до сборки (*а*); после сборки, закрытое сечение (*б*); после сборки, открытое сечение (*в*)

Усиление стальными ребрами жесткости (FSSRs)

Каркасные стальные ребра жесткости (FSSRs), используемые для усиления, были подобраны с запасом прочности, чтобы выдерживать нагрузку, превышающую максимально ожидаемую несущую способность по кручению, которая могла возникнуть во время испытания образцов. Такое предположение было сделано для образца 7P5CF, и его несущая способность была принята равной четырехкратному значению для образца 1NR. Первоначально расчет усиления каркасными стальными ребрами жесткости (FSSRs) выполнялся на основе номинальной несущей способности сечения образца (1NR), показанного на рисунке 2-2, ($T_n = 29,5$ кНм, рассчитанной с использованием максимального предела прочности на растяжение поперечной арматуры $f_r = 616$ МПа). Это привело к применению усиления каркасными стальными ребрами жесткости с поперечным сечением и стад-болтами, как

показано на рисунке 2-3. Здесь используется метод тонкостенной трубы/пространственной пластической фермы, применяемый в нормах АСІ. Поперечное сечение усиления каркасными стальными ребрами жесткости не было стандартным. Оно было изготовлено путем сборки предварительно подготовленных частей, как показано на рисунке 2-4, с использованием сварочных электродов типа Е6013.

Рисунок 2-5 содержит подробную информацию о размерах, установке арматуры и установке усиления каркасными стальными ребрами жесткости для обеих категорий: категория первая из шести образцов без предварительного напряжения и категория вторая из шести предварительно напряженных образцов.

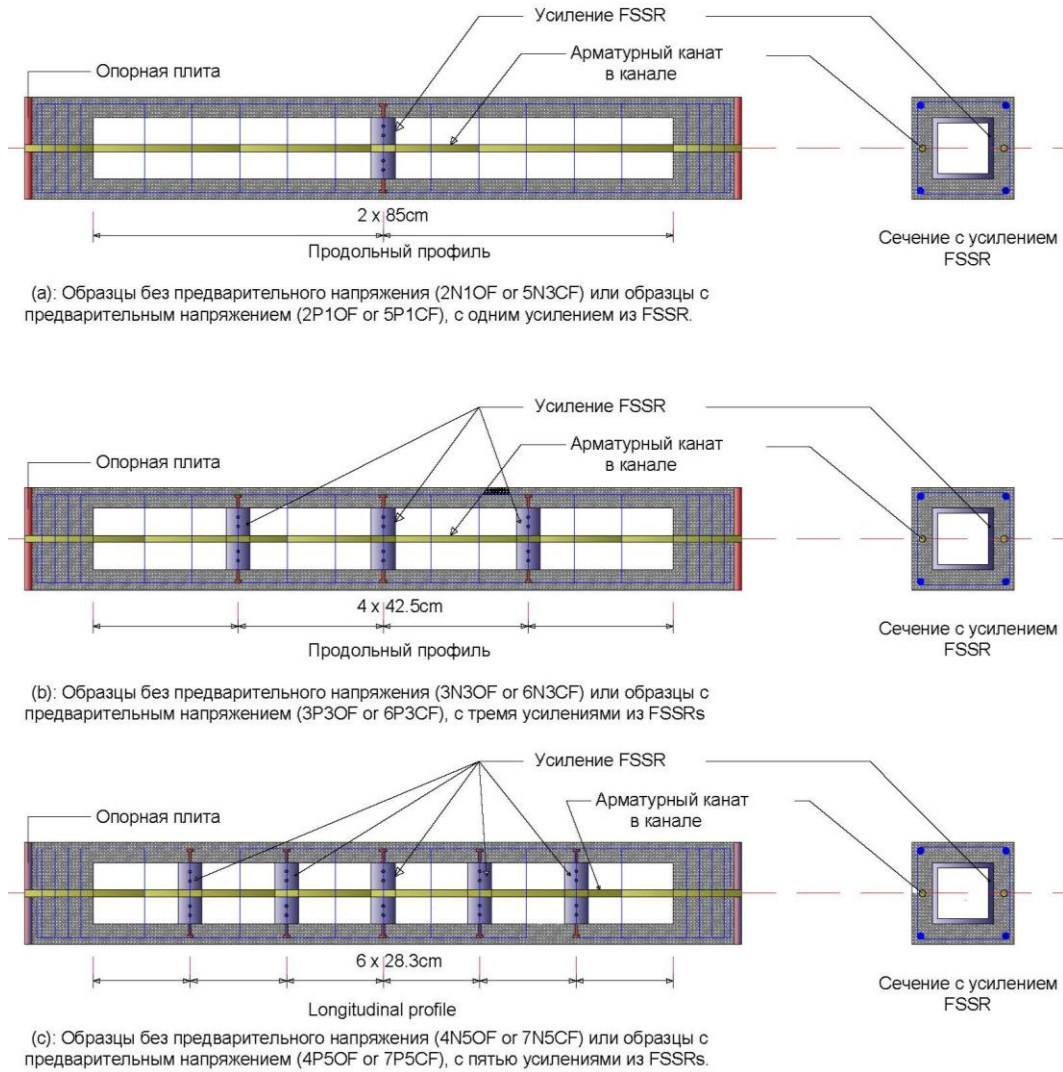


Рисунок 2-5 – Усиление 2 и 3 группы образцов в каждой категории (1 и 2)

Примечание: Характеристики представлены для всех образцов за исключением данных опорных плит и пластиковых каналов, которые были только в предварительно напряженных образцах

Для изготовления образцов использовался обычный портландцемент. В таблице 2-1 и 2-2 представлен его химический состав и физические свойства, соответственно.

Таблица 2-1. Химический состав цемента

Минералогический состав	Состав оксида	% (Вес)	Предельные значения по спецификации Ирака NO.5/1984 [51]
Кремний	SiO ₂	20.41	-
Известь	CaO	66.11	-
Магнезия	MgO	2.27	≤ 5.0
Оксид железа	Fe ₂ O ₃	3.18	-
Глинозем	Al ₂ O ₃	4.73	-
Сульфат	SO ₃	2.53	< 2.8
Потеря при прокаливании	L.O.I	2.82	≤ 4
Нерастворимый остаток	I.R	1.06	≤ 1.5
Коэффициент насыщения известью	L.S.F	1.00	0.66-1.02
Основные соединения (уравнения Боуга)			
Три-кальций силикат	C ₃ S 3CaO.SiO ₂	70.48	-
Ди-кальций силикат	C ₂ S 2CaO.SiO ₂	5.35	-
Три-кальциевый алюминат	C ₃ A 3CaO.Al ₂ O ₃	7.15	-
Тетракальций	C ₄ AF 4CaO.Al ₂ O ₃ . Fe ₂ O ₃	9.68	-

Таблица 2-2. Физические испытания цемента

Свойства	Результат тест	Предельные значения по спецификации Ирака No.5/1984 [51]
Удельная площадь поверхности (Метод Блейна) (м ² /кг)	372	≥ 230
Время схватывания (прибор Вика): Начальное схватывание (ч: мин) Конечное схватывание (ч: мин)	2:30 5:30	≥ 00:45 ≤ 10:00
Прочность на сжатие для куба цементного теста (70*70мм) через: 3 дня (МПа) 7 дней (МПа)	26.00 31.00	≥ 15.00 ≥ 23.00
Расширение в автоклаве	0.01%	< 0.8%

Используемый мелкий заполнитель являлся средним по крупности. Его гранулированный состав приведен в таблице (2-3).

Таблица 2-3. Гранулометрический состав мелкого заполнителя

Сито	Прохождение через сито % (тип 1)	Прохождение через сито % (тип 2)	Используемый мелкий заполнитель (70% тип 1+30% тип 2)		Предельные значения по спецификации Ирака NO.45/1984 зона (2) [52]
			Остаток на сите	Прохождение через сито %	
10	100	100	0	100	100
4.75	94	94	6	94	100 – 90
2.36	83	73	20	80	100 – 75
1.18	72	56	32.8	67.2	90 – 55
600 мкм	61	37	56.2	43.8	59 – 35
300 мкм	28	15	75.9	24.1	30 – 8
150 мкм	6	9	93.1	6.9	10 – 0
			Σ = 284		

Содержание вредных материалов и сульфатов:

Пан (75) мкм	1.9	7.2	3.49	Мах. 5 %
Сульфат % So_3	0.084	2.498	0.81	Мах. 1% (временное строение)

$$\text{Модуль крупности} = 284 / 100 = 2.84$$

Крупный заполнитель (щебень) был добыт из карьера Аль-Небай (Ирак), имел максимальный размер фракции 14 мм. Его гранулометрический состав приведен в таблице 2-4.

Таблица 2.4. Гранулометрический состав крупного заполнителя

Сито	Остаток на сите (%)	Аккумулятивный остаток на сите (%)	Прохождение через сито (%)	Предельные значения по спецификации NO.45/1984 Зона (5-14 мм) [52]
75	---	---	---	---
63	---	---	---	---
37.5	0	0	100	---
20	0	0	100	100
14	1	1	99	90 - 100
10	6	7	93	50 - 85
5	81	88	12	0 - 10

Содержание вредных материалов и сульфатов:

Пан (75)мкм	75.4	2.54	0.1	
Сульфат % So_3	0.034			Мах. 0.1% (временное строение)

Известняковый порошок использовался в качестве мелкого заполнителя (тонкомолотого наполнителя) в самоуплотняющемся бетоне. Эта добавка улучшает удобоукладываемость и способствует набору более высокой ранней прочности.

Для приготовления самоуплотняющегося бетона использовался микрокремнезем марки MegaAdd MS(D) производства CONMIX, соответствующий стандарту ASTM C1240 [54], в количестве (5%) от массы цемента для его частичной замены. Его присутствие в бетонных смесях приводит к снижению водопроницаемости и повышению прочности. Использование микрокремнезема позволяет снизить выбросы CO₂ [2], [3], его характеристики при температуре 25°C с использованием аморфного метода испытаний, представлены в таблице 2-5.

Таблица 2-5. Основные свойства микрокремнезема [55]

Свойства	Величина
Состояние	Сверхтонкий порошок
Цвет	Серый
Удельный вес	2.10 - 2.40
Насыпная плотность	500 to 700 кг/м ³
Химические требования по содержанию: -Диоксид кремния (SiO ₂) -Влажность (H ₂ O) -Потери при прокаливании (LOI)	Min 85% Max 3% Max 6%
Физические требования: -Удельная площадь поверхности -Индекс пуццолоновой активности, 7 дней - Частицы большего размера, удерживаемые на сите 45 микрон	Min 15000 м ² /кг Max 105% от контроля Max 10%

Для повышения пластичности бетонной смеси использовался суперпластификатор типа viscocrete-5930-L производства Sika.

Стальная арматура

В качестве стальной арматуры во всех образцах использовались продольные стержни периодического профиля диаметром 12 мм и хомуты

диаметром 8 мм для восприятия крутящих моментов (рисунок 2.6). Применяемая арматура соответствовала стандарту ASTM A 370–18 [58], ее физико-механические характеристики представлены в таблице 2-6.

Таблица 2-6. Физико-механические характеристики арматуры

Номинальный диаметр (мм)	Тип стержня	Площадь (мм ²)	f_y (МПа)	f_u (МПа)	E_s (МПа)*
8	Периодического профиля	51.07	479.6	616	200×10^3
12	Периодического профиля	105.57	565	709	200×10^3



Рисунок 2-6 – Арматурные каркасы и опалубка

В качестве предварительно напрягаемой арматуры использовался семипроволочный низкорелаксационный канат класса 270 с $f_{py} = 1871,6$ МПа, $f_{pu} = 2123,9$ МПа и $E = 200$ ГПа. Результаты испытаний использованных канатов представлены в таблице 2-7. После набора самоуплотняющимся

бетоном требуемой прочности каждый канат был пропущен через канал, который был тщательно зафиксирован до заливки образцов.

Канаты натягивались с одного конца при этом другой конец оставался закрепленным с помощью анкерных пластин, как показано на рисунке 2-7. Усилие предварительного напряжения передавалось на образец с помощью специальной установки в строительной лаборатории. Процесс предварительного напряжения осуществлялся в три этапа: 50 бар, 200 бар и 350 бар.

Таблица 2-7. Физико-механические характеристики канатов

Свойство		Полученные значения	Допуски, ASTM A416[59]
Диаметр (мм)	номинальный	12.7	-----
	реальный	12.72	12.7+0.65
Площадь (мм ²)		93.93	98.7
Вес (кг/1000м)		790	775
Предел текучести при удлинении на 1%, (кН)		175.8	165.3
Разрывное усилие (кН)		199.5	Min. 183.7



Рисунок 2-7 – Установка для предварительного напряжения

Для формирования пустотных балок использовались пенополистирольные блоки (рисунок 2-8, 2-9). Все блоки имели одинаковую глубину и ширину, но разную длину, как показано в таблице 2-8. Оба конца каждого образца, за пределами пустот, были выполнены сплошными на длину 20 см, поскольку ожидалось разрушение из-за локальной концентрации напряжений. Плотность пенополистирола составляла 50 кг/м^3 .



Рисунок 2-8 – Количество пенополистирольных блоков и их установка в образцах

Таблица 2-8. Характеристика пенополистирольных блоков

Обозначение балок	Характеристика пенополистирольных блоков			
	№. блока	Размеры (см)		
		Длина	Ширина	Глубина
1NR и 1PR	1	170	18	18
2N1OF, 4N1CF, 2P1OF, 4P1CF	2	85	18	18
3N3OF, 5N3CF, 3P3OF, 5P3CF	4	42.5	18	18
4N5OF, 7N5CF, 4P5OF, 7P5CF	6	28	18	18



Рисунок 2-9 – Пенополистирольные блоки, торцевая пластина, пластиковый канал в предварительно напряженных образцах

2.2. Экспериментальное оборудование и программа эксперимента

Все образцы были испытаны на трещиностойкость и предельные крутящие моменты с использованием гидравлической универсальной испытательной машины (производства Maschinen Fabrik Liezen, MFL) (см. рисунок 2-10). Предельная нагрузка машины составляет 3000 кН.



Рисунок 2-10 – Гидравлическая универсальная испытательная машина

Угол закручивания измерялся в четырех точках. Первая и вторая точки находились на левом и правом концах образца, здесь угол закручивания измерялся с помощью двух индикаторов часового типа на каждом конце. Третья точка находилась в середине пролета. Четвертая, и последняя, точка находилась в четверти пролета. Все индикаторы часового типа имели точность 0,01мм/деление, были прикреплены к нижней грани образца и располагались поперек на расстоянии 100 мм от продольной оси. Прогиб регистрировался на каждой стадии нагружения, затем вычислялся угол закручивания в точках, указанных выше.

Продольная деформация рассчитывалась на обоих концах образцов с использованием индикаторов часового типа с точностью 0,01 мм/деление на каждом конце. Каждый индикатор часового типа был закреплен в центре

торцевого сечения. Удлинение (продольное перемещение) регистрировалось для каждой стадии нагружения. На рисунке 2-11 показаны места расположения поперечных и продольных индикаторов часового типа.



Рисунок 2-11 – Расположение индикаторов часового типа

В таблице 2-9 содержится описание мест расположения индикаторов часового типа, использованных в испытаниях.

Таблица 2-9. Расположение индикаторов часового типа.

№. индикатора часового типа	Расположение	Расстояние от продольной оси (мм)	Точность (мм/деление)
1	Левый конец – передняя часть нижней грани	100	0.01
2	Левый конец – задняя часть нижней грани		

3	Четверть пролета – передняя часть нижней грани		
4	Середина пролета – передняя часть нижней грани		
5	Правый конец – передняя часть нижней грани		
6	Правый конец – задняя часть нижней грани		
7	Центр поперечного сечения левого конца	0.0	0.01
8	Центр поперечного сечения правого конца		

Для определения деформаций в бетоне, поперечной и продольной арматуре, усиливающих элементов (каркасных стальных ребер жесткости FSSR) во время приложения нагрузки использовались тензорезисторы. Для стальной арматуры и усиливающих каркасных ребер жесткости (FSSR) использовались тензорезисторы типа TML (FLA-5-11-3LJC), а для бетона – TML (PFL-30-11-3LJC) производства компанией Tokyo Sokki Kenkyujo.

Для записи деформаций во время нагружения использовался регистратор данных DataTaker DT85.

Тензорезисторы имели различное местоположение в образцах. На рисунке 2-12 и 2-13 показаны тензорезисторы и регистратор данных, применяемые в экспериментах. В каждом образце использовалось шесть тензорезисторов для стальной арматуры: три из них располагались в середине пролета (два для хомутов и один для продольного стержня), а остальные три – на расстоянии 200 мм от края. Для хомутов тензорезисторы были закреплены на двух перпендикулярных участках. Четыре тензорезистора для бетона были закреплены перпендикулярно друг другу в середине пролета: один для измерения деформации растяжения, а другой – для измерения деформации сжатия. Первоначально в образце 1NR использовалось восемь тензорезисторов – по два на каждую грань. Для усиливающих стальных ребер

жесткости (FSSR) использовалось четыре тензорезистора: два из них – на центральных ребрах, а другие – на концевых ребрах. В обоих случаях тензорезисторы были закреплены на двух перпендикулярных сторонах. Таблица 2-10 содержит спецификацию используемых тензорезисторов. На рисунке 2-14 показано их расположение на образце. Подробно указанные сведения приведены в таблице 2-11

Таблица 2-10. Спецификация тензорезисторов

Тип тензодатчика	Длина датчика (мм)	Коэффициент тензочувствительности	Сопротивление тензочувствительности (Ω)	Коэффициент температурной компенсации (/ $^{\circ}\text{C}$)
FLA-5-11-3LJC	5	$2.11 \pm 1\%$	118.5 ± 0.05	$11 \cdot 10^{-6}$
PFL-30-11-3LJC	30	$2.13 \pm 1\%$	118.5 ± 0.05	$11 \cdot 10^{-6}$



Рисунок 2-12 – Настройка записи деформаций

Таблица 2-11. Местоположение тензорезисторов на образцах

№. датчика	Местоположение
1, 2	Хомут в середине пролета, (1) для вертикального участка и (2) для нижнего участка.
3, 4	Хомут в (200 мм) от левого конца, (3) для вертикального участка и (4) для нижнего участка.
5, 6	Продольный стержень, (5) в середине пролета и (6) в (200 мм) от левого конца.

7,8,9,10	Бетон в середине пролета, (7) и (8) для передней поверхности, (9) и (10) для верхней поверхности.
11,12	Центральное усиление FSSR, если есть, (11) для вертикальной стороны и (12) для нижней стороны.
13,14	Торцевое усиление FSSR, если есть, (13) для вертикальной стороны и (14) для нижней стороны.



Рисунок 2-13 – Регистратор данных и тензорезисторы

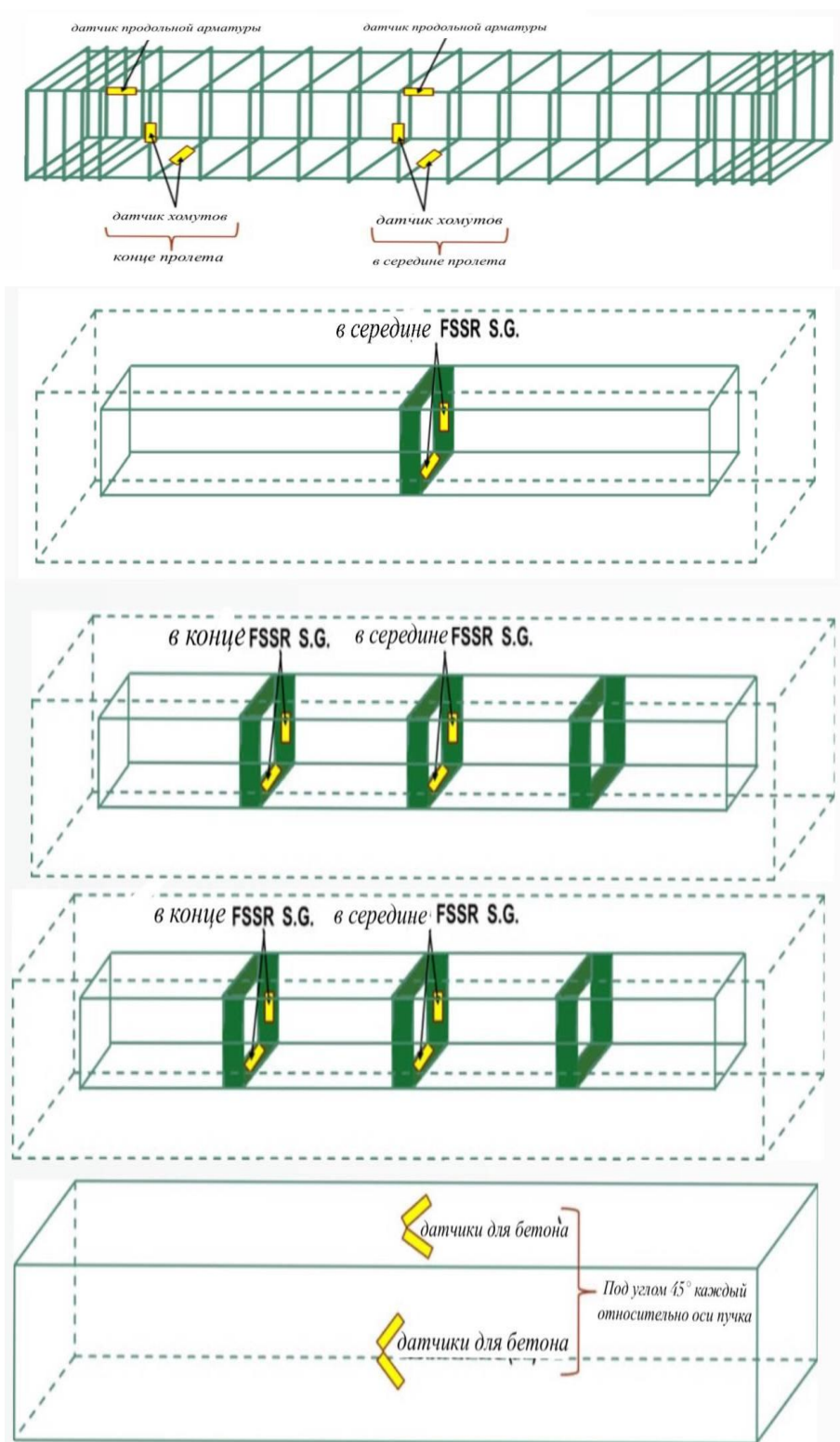


Рисунок 2-14 – Расположение тензорезисторов на образцах

Для обеспечения точности показаний деформаций была проведена калибровка измерительной системы деформаций, состоящей из регистратора данных, тензодатчиков и компенсационных тензодатчиков. Калибровка выполнялась в двух случаях. **В первом случае** использовалась стальная балка двутаврового сечения, свободно опертая по концам, как показано на рисунке 2-15. Она имела следующие размеры: пролет $L = 900$ мм, высота сечения $H = 138$ мм, ширина $B = 73$ мм, толщина полки $t_f = 7,5$ мм и толщина стенки $t_w = 5$ мм. Тензорезистор как и индикатор часового типа, располагался в середине пролета. Прогибы и деформации в середине пролета регистрировались при постепенном приложении нагрузки (шаг 5 кН) с использованием гидравлической универсальной испытательной машины. Результаты измерений деформаций сравнивались с теоретическими значениями, полученными из уравнения (2.1), связывающего деформацию и прогиб для вышеупомянутой балки. Результаты сравнения показывают погрешности в диапазоне 2,45% - 8,94%. В таблице 2-12 представлены результаты испытаний и соответствующие расчеты, а на рисунке 2-16 показана кривая $\delta - \varepsilon$ (деформация – прогиб).

Во втором случае использовалась стальная консольная балка размерами ($L = 500$ мм, $B = 60$ мм, $H = 6$ мм) для пролета, ширины и высоты сечения соответственно, как показано на рисунке 2-17). Тензорезистор располагался вблизи защемленного конца балки, которая постепенно нагружалась пятнадцатью грузами массой 60, 100, 200, 396, 996, 996, 996, 996, 998, 998, 998, 998, 1000, 1000, 1000 грамм. Регистрировались деформации, соответствующие каждой ступени нагружения. Результаты измерений деформаций сравнивались с теоретическими значениями, полученными из уравнения 2.2, связывающего деформацию и прогиб для балки во втором случае. Результаты сравнения показали погрешность в диапазоне (0,7-7,28)%. В таблице 2-13

представлены результаты испытаний и соответствующие расчеты, а на рисунке 2-18 показана кривая $\delta - \varepsilon$. На основании результатов обоих случаев можно сделать вывод о том, что полученные погрешности являются приемлемыми, поскольку результаты испытаний хорошо согласуются с теоретическими значениями.

$$\varepsilon = 6 h \delta / L^2 \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\varepsilon = M / Z E \dots\dots\dots (2.2)$$

Таблица 2-12. Результаты калибровочного испытания свободно опертой стальной балки

Шаг	Нагрузка (кН)	Прогиб (мм)	Деформация (эксперимент) (мм/мм)	Деформация (теоретическая) (мм/мм)	Погрешность, %
1	0	0	0.00000000	0.00000000	0.00
2	5	0.04	0.00003981	0.00004089	2.64
3	10	0.12	0.00011564	0.00012267	5.73
4	15	0.19	0.00018578	0.00019422	4.35
5	20	0.25	0.00024929	0.00025556	2.45
6	25	0.33	0.00032133	0.00033733	4.74
7	30	0.46	0.00044076	0.00047022	6.27
8	35	0.52	0.00050427	0.00053156	5.13
9	40	0.6	0.00059621	0.00061333	2.79
10	45	0.66	0.00064550	0.00067467	4.32
11	50	0.74	0.00069005	0.00075644	8.78
12	55	0.8	0.00076114	0.00081778	6.93
13	60	0.89	0.00082844	0.00090978	8.94
14	62.5	0.95	0.00089763	0.00097111	7.57

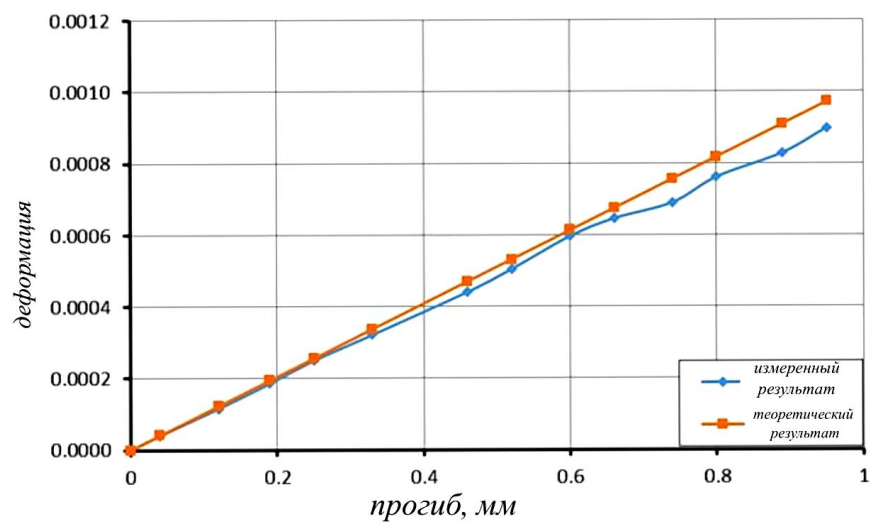


Рисунок 2-15 – Зависимость деформации от прогиба для свободно опертой стальной балки



Рисунок 2-16 – Схема калибровочного испытания свободно опертой стальной балки

Таблица 2-13. Результаты калибровочного испытания стальной консольной балки

Шаг	Нагрузка (грамм)	Нагрузка (Н)	Деформации при нагрузке	Деформации при разгрузке	Теоретическая деформация	погрешность при нагрузке, %	погрешность при разгрузке, %
1	0	0.00	0	0	0.00000000	0.00	0.00
2	60	0.59	0.00000401	0.00000379	0.00000409	1.96	7.33
3	160	1.57	0.00001100	0.00001043	0.00001092	-0.73	4.49
4	360	3.53	0.00002539	0.00002559	0.00002457	-3.34	-4.15
5	756	7.42	0.00005370	0.00004645	0.00005159	-4.09	9.96
6	1752	17.19	0.00012057	0.00011185	0.00011956	-0.84	6.45
7	2748	26.96	0.00019177	0.00016967	0.00018752	-2.27	9.52
8	3744	36.73	0.00024711	0.00023602	0.00025549	3.28	7.62
9	4740	46.50	0.00030760	0.00029763	0.00032346	4.90	7.99
10	5738	56.29	0.00036869	0.00036019	0.00039156	5.84	8.01
11	6736	66.08	0.00043427	0.00041611	0.00045967	5.52	9.48
12	7734	75.87	0.00049576	0.00046730	0.00052777	6.07	11.46
13	8732	85.66	0.00055852	0.00052512	0.00059588	6.27	11.87
14	9732	95.47	0.00061575	0.00058957	0.00066412	7.28	11.23
15	10732	105.28	0.00068264	0.00065782	0.00073236	6.79	10.18
16	11732	115.09	0.00075194	0.00070616	0.00080060	6.08	11.80



Рисунок 2-17 – Схема калибровочного испытания стальной консольной балки

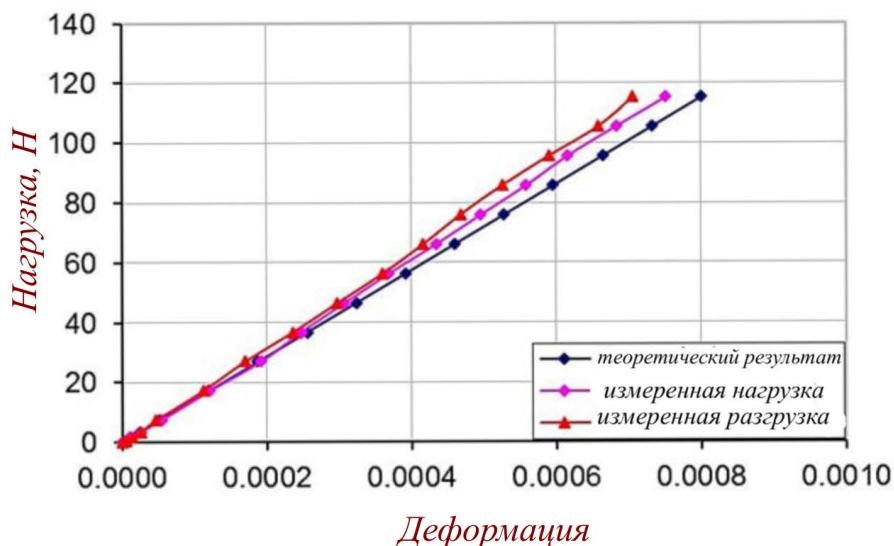


Рисунок 2-18 – Зависимость деформации от прогиба для стальной консольной балки

2.2.1. Контрольные испытания свежего самоуплотняющегося бетона

В соответствии со стандартами EFNARC [7] были проведены десять различных испытаний свежего самоуплотняющегося бетона. Эти испытания дают представление о свойствах свежего самоуплотняющегося бетона, особенно о его способности к заполнению, способности к прохождению и устойчивости к расслоению. Все процедуры испытаний соответствовали EFNARC [7] и ACI-Code 237 R – 07 [60]. Таблица 2-14 содержит результаты проведенных испытаний.

Плотность свежего самоуплотняющегося бетона определялась путем отношения массы свежих образцов (кубов, цилиндров и призм) на их объемы и составила 2465 кг/м^3 .

Таблица 2-14. Результаты контрольных испытаний свежего самоуплотняющегося бетона

No.	Испытание	Показатель	Ед.изм.	Результат	Предельные значения [7]
1	Испытание на расплыв с помощью конуса Абрамса	Заполняющая способность	мм	715	650 - 800
2	T ₅₀ см тест на расплыв конуса	Заполняющая способность	сек	3.3	2 - 5
3	Испытание с J-образным кольцом (J-Ring Test)	Текучесть	мм	3	0.0 - 10
4	Испытание в V-образной воронке (V-Funnel Test)	Заполняющая способность	сек	13	6 - 12
5	Испытание в V-образной воронке (V-funnel at T ₅ минут)	Устойчивость к расслоению	сек	23.4	Увели.времени +3
6	Испытание в L-образном ящике (L-Box Test)	Текучесть	-----	0.97	0.8 – 1.0
7	Испытание в U-образном ящике (U-box Test)	Текучесть	мм	28	Около нуля (30 max)
8	-----	Плотность свежего бетона	кг/м ³	2470	-----

2.2.2. Контрольные испытания образцов из самоуплотняющегося бетона

Контрольные испытания образцов из самоуплотняющегося бетона включали в себя определение прочности на одноосное сжатие, на одноосное растяжение, плотности в сухом и влажном состоянии, модуля упругости и коэффициента Пуассона. Эти свойства были определены с использованием трех серий образцов как показано на рисунке 2-19, каждая из которых состояла

из трех стандартных кубов размером $150 \times 150 \times 150$ мм, пяти стандартных цилиндров диаметром 150 мм и высотой 300 мм, и трех призм размером $500 \times 100 \times 100$ мм.



Рисунок 2-19 – Образцы из самоуплотняющегося бетона

Прочность на сжатие f_{cu} образцов из самоуплотняющегося бетона определялась на девяти кубах размером $150 \times 150 \times 150$ мм в соответствии с BS 1881-116 1983 [61]. Все кубы были испытаны до разрушения с использованием гидравлической испытательной машины типа MFL.

Несмотря на то, что существует отношение между прочностью цилиндра и прочностью куба для образцов из обычного бетона ($f'_c = 0,92 f_{cu}$) [63], данное

соотношение может быть не совсем корректным для самоуплотняющегося бетона. В литературе отмечено, что для самоуплотняющегося бетона цилиндрическая прочность f_c' равна 0,82–1,0 от кубиковой прочности f_{cu} . В данной работе было получено значение $f_c' = 0,977 f_{cu}$. Результаты испытаний образцов на сжатие приведены в таблице 2-15.

Таблица 2-15. Прочность самоуплотняющегося бетона на осевое сжатие

Возраст бетона	Тип испытания	Результаты испытаний (МПа)
28-дней	Прочность на сжатие цилиндров f_c'	56
28-дней	Прочность на сжатие кубиков f_{cu}	57.3

Необходимо отметить, что было проведено множество пробных замесов для получения требуемых свойств самоуплотняющегося бетона, была определена прочность на сжатие как через 7, так и через 28 дней. На рисунках 2-20 и 2-21 показаны схемы разрушения испытанных образцов кубов и цилиндров, соответственно.



Рисунок 2-20. Схема разрушения образцов-кубов



Рисунок 2-21. Схема разрушения образцов-цилиндров

Прочность на растяжение при раскалывании f_t самоуплотняющегося бетона рассчитывалась на основании результатов испытаний трех цилиндрических образцов размерами 150x300 мм. Испытания проводились в соответствии со стандартом ASTM C496-96 [64], как показано на рисунке 2-22. Результаты испытаний представлены в таблице 2-16.

Таблица 2-16. Результаты испытаний образцов из самоуплотняющегося бетона на растяжение при раскалывании

Испытание	Результат испытания f_t , МПа
Растяжение при раскалывании (f_t)	2.9



Рисунок 2-22. Схема разрушения образцов-цилиндров

Прочность при изгибе самоуплотняющегося бетона f_r была определена путем испытаний девяти стандартных призматических образцов. Все призмы имели размеры 500x100x100 мм и испытывались в соответствии со стандартом ASTM C78-02 [65]. К каждой призме пролетом 450 мм были приложены две сосредоточенные нагрузки, расположенные на расстоянии 150 мм друг от друга (рисунок 2-23). Нагрузки прикладывались постепенно до разрушения. Экспериментальное значение прочности при изгибе было сравнено со значениями, определенными по эмпирическому уравнению (2.3) ACI 318-19 [66], и представлено в таблице (2-17).

$$f_r = 0.62 \lambda (f_c')^{1/2} \dots\dots\dots(2.3)$$

Таблица 2-17. Прочность на растяжение при изгибе образцов-призм

Испытание	Прочность при изгибе f_r , (МПа)	
	ASTM C78-02 [65]	ACI 318-14 [66]
Модуль упругости при изгибе f_r	6.6	4.6



Рисунок 2-23. Испытания для определения прочности на растяжение при изгибе

Модуль упругости E_c и коэффициент Пуассона ν_c самоуплотняющегося бетона определялись на основании испытаний трех стандартных цилиндров в соответствии со стандартом ASTM C469-02 [67], как показано на рисунке 3-24. Все цилиндры были нагружены до значения 40% от предельной прочности на сжатие, чтобы гарантировать, что устройство или любая из его частей останется неповрежденной. Для измерения модуля упругости были построены кривые $\sigma - \varepsilon$ для трех испытанных цилиндров (рисунок 2-25). На рисунке 2-26 показана осредненная кривая $\sigma - \varepsilon$. Результаты испытаний цилиндров представлены в таблицах 2-18 и 2-19.

$$E_c = (S_2 - S_1) / (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \quad (\text{ASTMC469}) \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\nu = (\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t1}) / (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \quad (\text{ASTMC469}) \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

где E_c – касательный модуль упругости, МПа;

S_2 – напряжения 40 % от несущей способности, МПа;

S_1 – напряжения соответствующие $\varepsilon_1 = 0.00005$, МПа;

ε_2 – деформации, связанные с напряжением S_2 ;

ε_{t2} – поперечная деформация в уровне середины образца, полученная при S_2 ;

ε_{t1} – поперечная деформация в уровне середины образца, полученная при S_1 .

$$E_c = 4700 (f'_c)^{1/2}, \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\text{или} \quad E_c = 0.043 w_c^{1.5} (f'_c)^{1/2} \quad (\text{ACI-318M14}) \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

Таблица 2-18. Результаты испытаний для определения модуля упругости

Образец No.	f'_c * (МПа)	S_2 ** (МПа)	S_1 (МПа)	ε_2 $\times 10^{-3}$	ε_1 $\times 10^{-3}$	E_c МПа	E_c (МПа)	
							Экспер. ***	ACI-318M14
E1	54.5	21.8	3.39	0.496	0.05	41278.0	41555	35172 (Eq. 3.6) 38403 (Eq. 3.7)
E2	55.8	22.3	2.70	0.507	0.05	42888.4		
E3	57.76	23.1	3.00	0.550	0.05	40200.0		

* Из испытаний цилиндров.

** $S_2 = 0.4 f'_c$.

*** Среднее из трех значений E_c .



Рисунок 2-24. Испытания для определения модуля упругости

Таблица 2-19. Результаты испытаний для определения коэффициента Пуассона

Образец No.	ε_{t2} $\times 10^{-3}$	ε_{t1} $\times 10^{-3}$	ε_2^* $\times 10^{-3}$	ε_1 $\times 10^{-3}$	ν_c	ν_c (эксперимент)
E1	0.143	0.0266	0.496	0.05	0.261	0.263
E2	0.147	0.0246	0.507	0.05	0.268	
E3	0.155	0.0254	0.550	0.05	0.259	

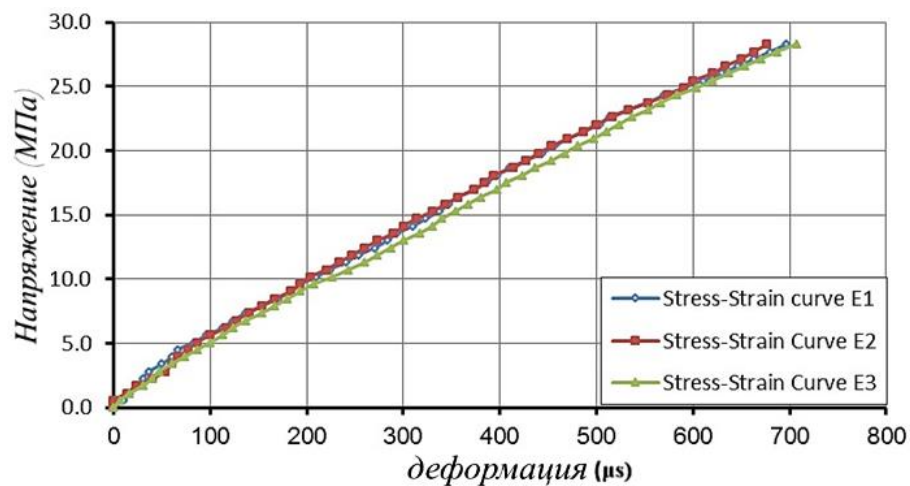


Рисунок 2-25 – Кривая $\sigma - \varepsilon$ при одноосном состоянии для образцов из самоуплотняющегося бетона

Примечание: μs (micro-strain) – множитель к значениям деформаций 10^{-6}

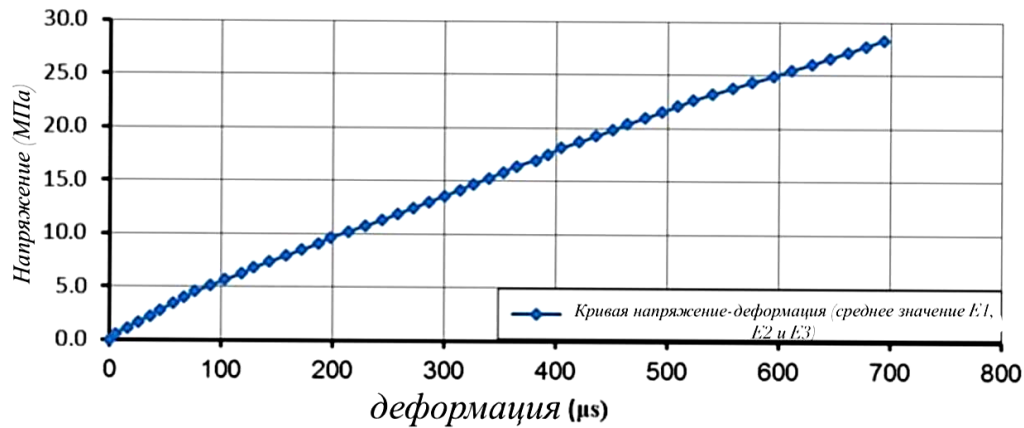


Рисунок 2-26 – Осредненная кривая $\sigma - \varepsilon$ при одноосном состоянии для образцов из самоуплотняющегося бетона

Примечание: μs (micro-strain) – множитель к значениям деформаций 10^{-6}

Плотность затвердевшего самоуплотняющегося бетона γ_c определялась путем деления массы контрольных образцов (кубов, цилиндров и призм) на их объем и составила 2434 кг/м^3 .

Обобщающие результаты испытаний образцов из самоуплотняющегося бетона представлены в таблице 2-20.

Таблица 2-20. Физико-механические характеристики образцов из самоуплотняющегося бетона

Тип бетона	Прочность на сжатие (МПа)		f'_c/f_{cu} (%)	γ_c (кг/м ³)	f_r (МПа)	f_t (МПа)	E_c (МПа)	G_c (МПа)	ν_c
	f'_c	f_{cu}							
СУБ	56	57.3	97.7	2424	6.6	2.9	41555	28192	0.263

2.3. Процедура и схема испытаний образцов

На рисунке 2-27 показан процесс изготовления образцов для испытания на кручение.



Рисунок 2-27 – Процесс изготовления экспериментальных образцов для испытания на кручение

Через 48 часов после бетонирования образцы извлекались из опалубки и помещались в емкость с водой, подготовленную для выдерживания. Выдерживание является очень важным процессом для завершения реакции гидратации цемента. Все образцы оставались погруженными в воду не менее 28 дней, а затем переносились для подготовки к этапу испытаний. Аналогичный процесс одновременно применялся к контрольным образцам. Это было выполнено для обеспечения высокой степени соответствия механических свойств самоуплотняющегося бетона реальным условиям.

Подготовка образцов к испытаниям включала в себя следующие этапы:

1. Покрытие образца белой краской, чтобы облегчить обнаружение трещин.
2. Монтаж тензорезисторов и их подключение к регистратору данных.
3. В случае предварительно напряженных образцов торцевые плиты окрашивались в красный цвет. Затем образец предварительно напрягался до требуемого усилия предварительного напряжения (135 кН на канат).
4. Стальные грузоприемные рычаги жестко закреплялись в местах их расположения на концах балочного образца таким образом, чтобы они были ассиметричны с опорами для получения чистого крутящего момента.
5. Установка грузовой траверсы в проектное положение.
6. Установка индикаторов часового типа.
7. Установка камер для записи всего процесса испытания, показаний индикаторов часового типа и показаний регистратора данных.

Нагрузка прикладывалась в середине пролета поперечной траверсы (см. рисунок 2-28) и передавалась на стальные загрузочные рычаги (см. рисунок 2-29) в виде сосредоточенных сил, которые образовывали момент пары сил на концах образца. Опоры машины могли свободно вращаться относительно продольной оси. Значения нагрузок при образовании трещин, при разрушении, а также показания тензорезисторов и индикаторов часового типа непрерывно

фиксируются камерами во время нагружения образца. Затем полученные результаты были сведены в таблицы для каждой ступени нагрузки (5 кН), и получены соответствующие графики, которые будут представлены и обсуждены в следующей главе. В случае предварительно напряженных образцов испытание проводилось не ранее, чем через 24 часа после приложения усилия предварительного напряжения.

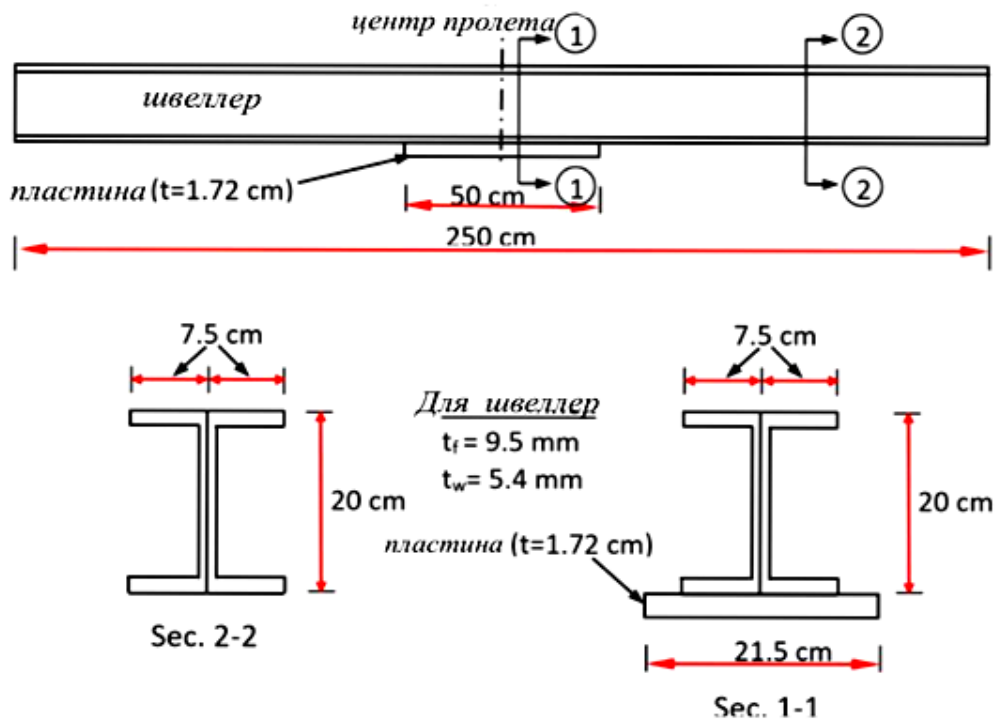


Рисунок 2-28 – Стальная загрузочная траверса

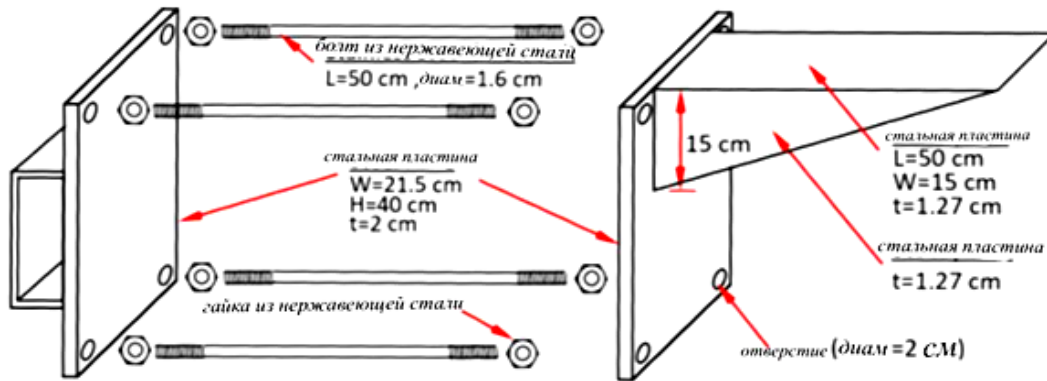


Рисунок 2-29 – Стальной загрузочный рычаг

На рисунках 2-30 и 2-31 показан образец до испытания и образец, в процессе испытания соответственно.

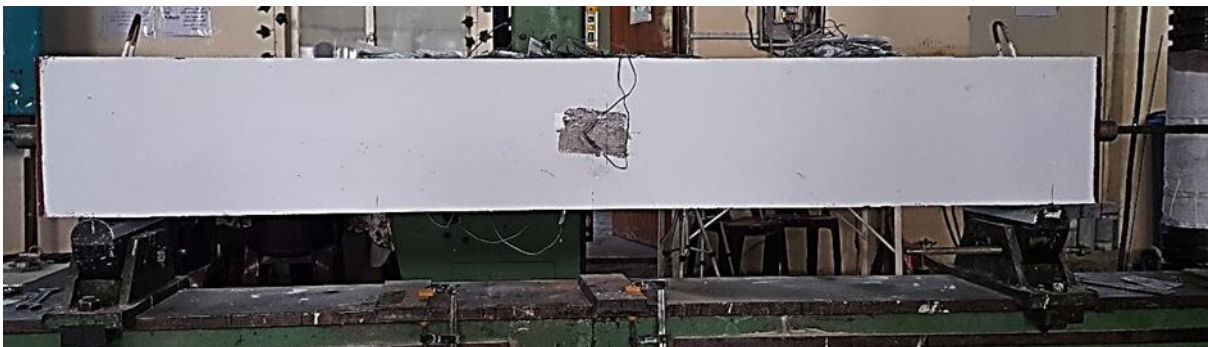


Рисунок 2-30 – Образец для испытания

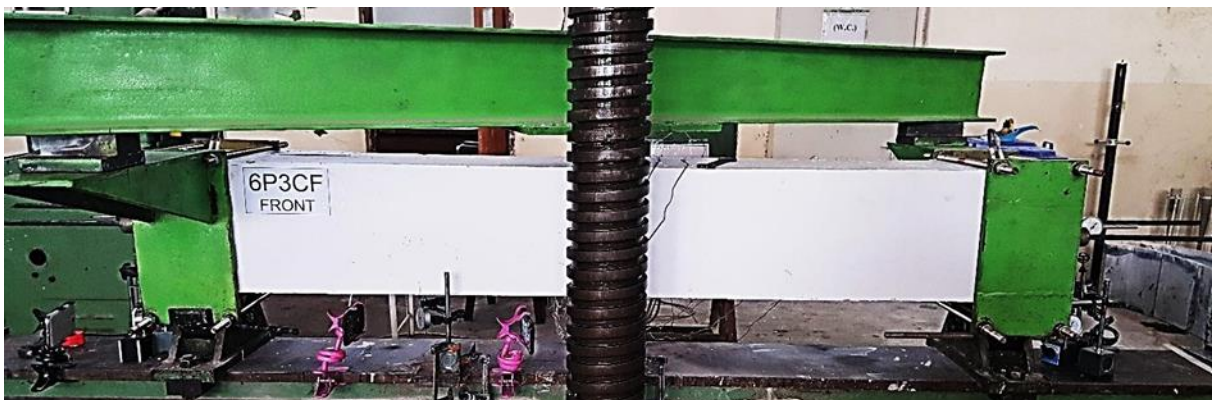


Рисунок 2-31 – Образец, установленный в испытательную машину

2.4. Выводы по второй главе

Экспериментальная часть настоящей работы посвящена исследованию работы сталежелезобетонных коробчатых балок из самоуплотняющегося бетона в условиях чистого кручения.

1. Исследование включало в себя как не преднапряженные (первая категория), так и преднапряженные (вторая категория) образцы (всего четырнадцать коробчатых балок, по семь в каждой категории). Подробно описываются типы и размеры образцов, применяемое армирование и усиление стальными ребрами жесткости. Кроме того, были проведены контрольные испытания образцов из самоуплотняющегося бетона в свежем и затвердевшем состояниях.

2. В рамках экспериментальной программы были определены нагрузка трещинообразования, разрушающая нагрузка, деформации в бетоне и стальной арматуре (как продольной, так и поперечной), деформации каркасных стальных ребрах жесткости. Помимо этого, регистрировался угол закручивания на обоих концах балок, в четвертях и в середине пролета, а также характер разрушения и картина трещинообразования.

3. В следующей главе полученные экспериментальные данные для балок, усиленных стальными ребрами жесткости, будут сопоставлены с результатами контрольного испытания балок, не имеющих усиления.

ГЛАВА 3. ОБСУЖДЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

3.1. Общие механизмы разрушения образцов при кручении

Внешний крутящий момент прикладывался постепенно и увеличивался до момента, когда образец достигал своей предельной несущей способности и разрушался. На ранних этапах нагружения образцы деформировались упруго без образования трещин: поперечное сечение эффективно воспринимало нагрузку. При дальнейшем увеличении нагрузки образовывались трещины, имеющие наклонное очертание. Первая видимая трещина, как правило, возникала в середине пролета. Трещины в элементе образуются, когда главные растягивающие напряжения превышают предел прочности бетона на растяжение.

В то же время угол закручивания, малый в начале нагружения, почти линейно увеличивался до достижения нагрузки трещинообразования. При достижении нагрузки трещинообразования угол закручивания быстро увеличивался при той же скорости нагружения. По мере увеличения крутящего момента количество трещин росло. Трещины составляли определенный угол относительно продольной оси испытуемого образца и развивались по поверхности образца, образуя по спирали протяженную цепную линию. Отношение крутящего момента при образовании трещин T_{cr} к предельному крутящему моменту T_u составляло от 57,2% для образца 1NR до 33,9% для образца 7N5CF для балок первой категории (ненапряженные образцы) и от 61% для образца 1PR до 36,9% для образца 4P5OF для образцов второй категории (предварительно напряженные образцы). Углы наклона трещин при этом находились в диапазоне от 41° до 54° для образцов первой категории и от 35° до 47° для образцов второй категории. Трещины в образцах

второй категории имели меньшее количество и ширину раскрытия, чем в образцах первой категории. Это может быть связано с наличием силы предварительного напряжения. Когда образовывалась первая видимая трещина, бетон образцов разрушался хрупко при небольших деформациях. Прочность образцов на кручение, усиленных стальными ребрами жесткости (FSSR), была лучше, чем у контрольного образца. Для коробчатых балок разрушение происходило, когда образец имел многочисленные трещины в бетоне между стальными ребрами жесткости. При этом наблюдалась постепенная деградация жесткости из-за увеличения угла закручивания и развития главной диагональной трещины при кручении, что, в свою очередь, означало предельную несущую способность балки.

Для усиленных образцов первой категории, второй группы (2N1OF, 3N3OF, 4N5OF) и третьей группы (5N1CF, 6N3CF, 7N5CF) развитие трещин происходило медленнее и в меньшем количестве в зонах, в которых были установлены стальные ребра жесткости.

Для контрольных образцов первой категории, первой группы (1NR), которые не имели усиливающих ребер жесткости, распространение трещин происходило по всей длине балки. Трещины в средней трети пролета имели большую ширину, чем на концевых участках. В то время как вблизи опор трещины, напротив, имели меньшую ширину. С увеличением нагрузки росло количество трещин, и разрушение образца происходило в середине пролета, при котором наблюдались параллельные трещины на всех сторонах по всей длине балки.

Образцы второй категории второй группы (2P1OF, 3P3OF, 4P5OF) и третьей группы (5P1CF, 6P3CF, 7P5CF), а также контрольный образец (1PR), подвергались предварительному напряжению по всей длине. Наличие предварительного напряжения приводило к снижению количества и ширины

раскрытия трещин по сравнению с образцами первой категории. При этом нагрузка трещинообразования T_{cr} и предельная нагрузка T_u существенно увеличивались. В общем, образцы имели схожую схему трещинообразования и аналогичный характер разрушения, что и образцы первой категории.

Как правило, предварительно напряженные образцы имели тенденцию к внезапной форме разрушения на заключительных стадиях нагружения. При разрушении происходило скалывание защитного слоя бетона и имело место выпучивания продольной арматуры под действие силы обжатия бетона в следствие предварительного напряжения.

Также отмечено, что в усиливающих стальных ребрах жесткости не произошло существенных деформаций, вызванных разрушением сварных швов, перекосом или наклоном усиливающих элементов.

На рисунках 3-1 – 3-3 показаны экспериментальные образцы после испытаний, поясняющие механизмы разрушения.

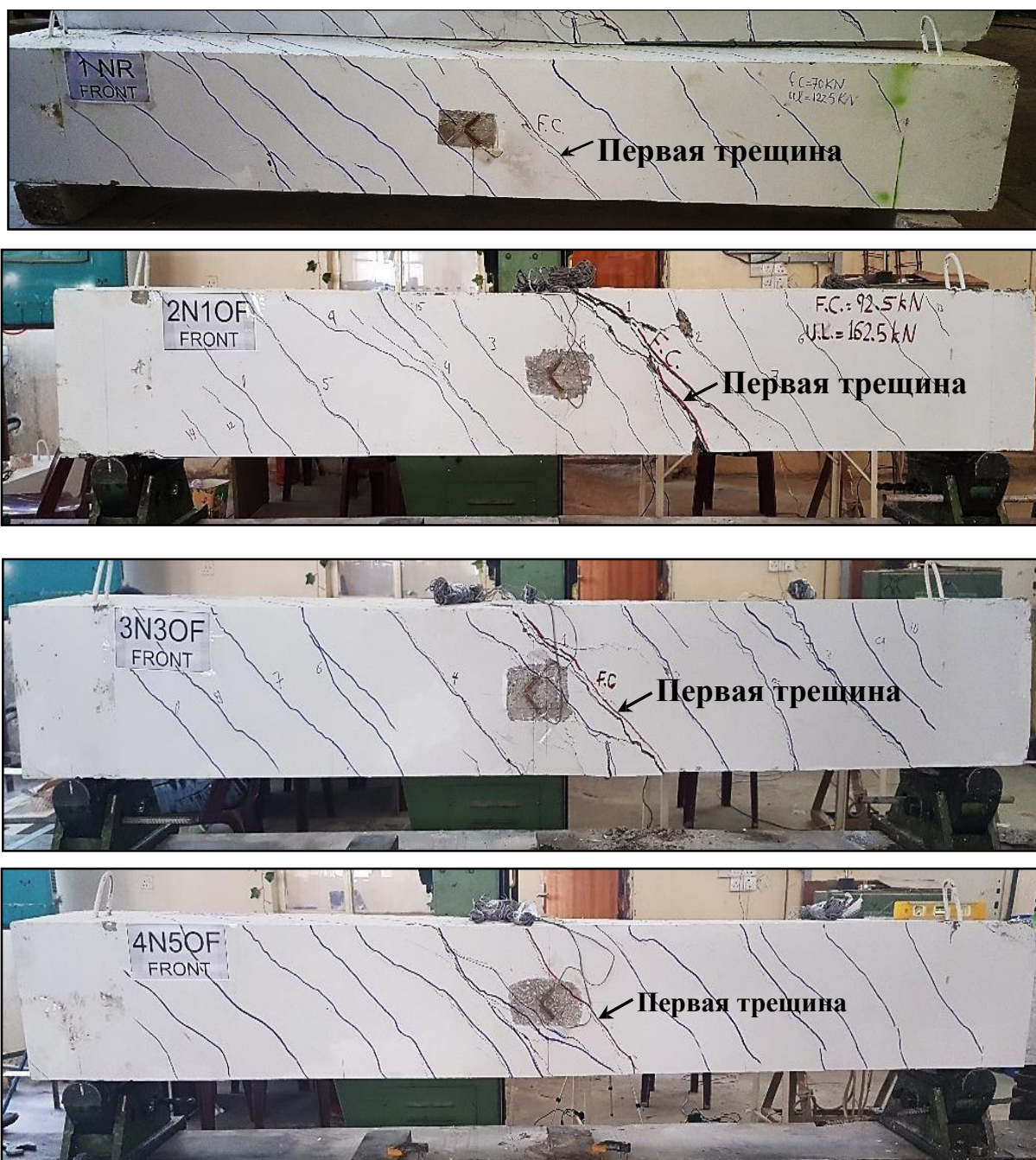


Рисунок 3-1 – Характер разрушения образцов без предварительного напряжения (первая категория)



Рисунок 3-1 – Характер разрушения образцов без предварительного напряжения (первая категория). Продолжение

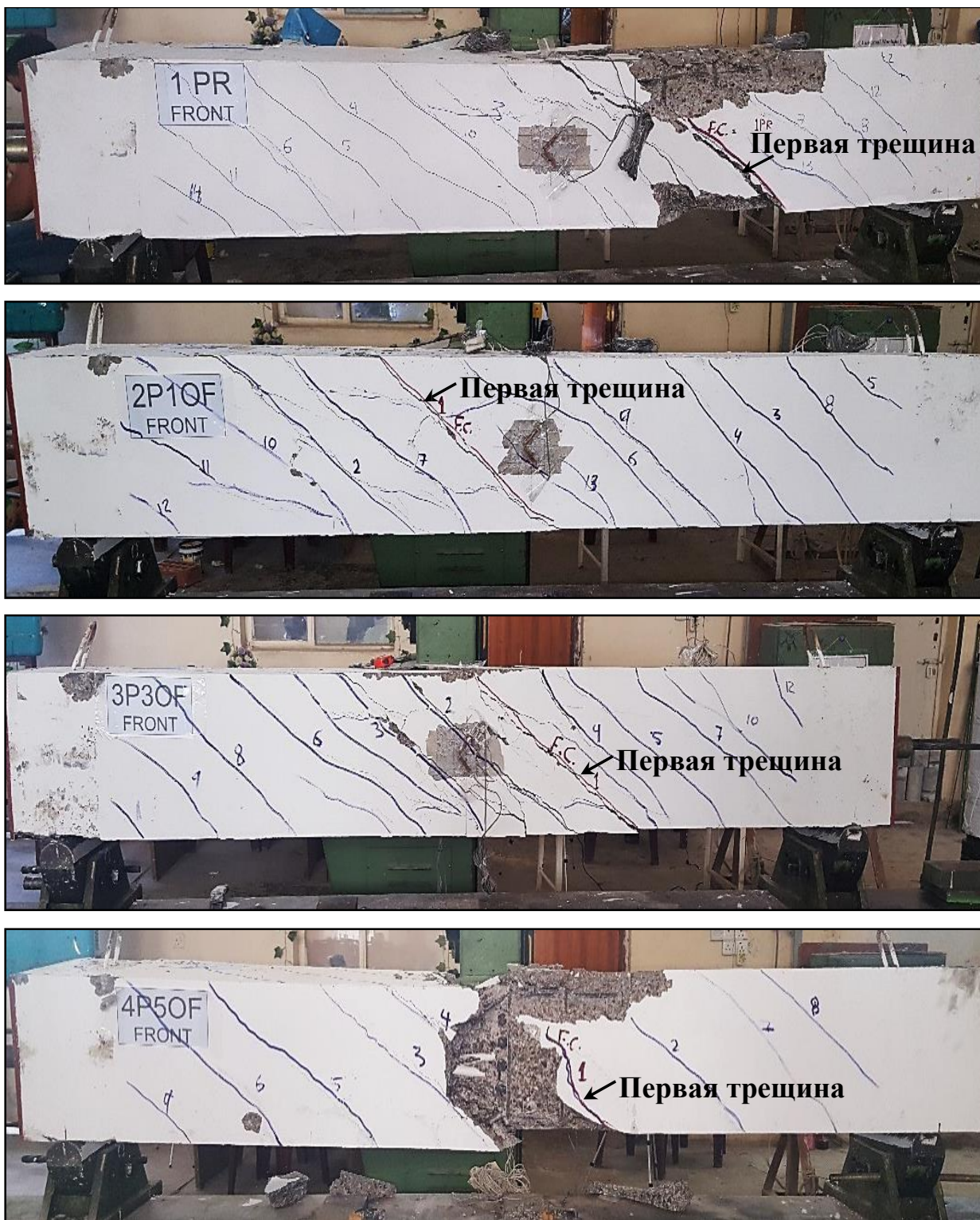


Рисунок 3-2 – Характер разрушения предварительно напряженных образцов (вторая категория)



Рисунок 3-2 – Характер разрушения предварительно напряженных образцов (вторая категория). Продолжение



Выпучивание продольных стержней



Приложение крутящей нагрузки



Разрушение защитного слоя бетона



Усиливающие стальные ребра жесткости после испытания

Рисунок 3-3 – Характер разрушения образцов. Фрагменты

3.1.1. Нагрузка трещинообразования и предельная нагрузка

Испытания образцов проводились на чистое кручение путем постепенного приложения нагрузки. Процесс нагружения продолжался до возникновения механизма полного разрушения образца. Крутящий момент (нагрузка) трещинообразования T_{cr} и предельный крутящий момент T_u

представлены в таблице 3-1. На рисунках 3-4 и 3-5 графически показаны величины T_{cr} и T_u для испытанных образцов первой и второй категории, соответственно.

Таблица 3-1. Предельная нагрузка, нагрузка трещинообразования испытанных образцов

Категория	Обозначение образца	P_{cr} , кН	P_u , кН	A_{m1} , м	T_{cr} , кНм	T_u , кНм	Увеличение T_{cr} , %**	Увеличение T_u , %**	Увеличение T_{cr} , %***	Увеличение T_u , %***
Первая	1NR*	70.01	122.5	0.5	17.51	30.64	0.0	0.0	-----	-----
	2N1OF	92.52	162.5		23.14	40.64	32.12	32.71	-----	-----
	3N3OF	90.01	195.0		22.51	48.76	28.61	59.21	-----	-----
	4N5OF	90.0 2	237.5		22.51	59.39	28.6 3	93.93	-----	-----
	5N1CF	87.51	178.5		21.89	44.64	25.01	45.7 2	-----	-----
	6N3CF	90.01	215.0		22.51	53.76	28.61	75.5 1	-----	-----
	7N5CF	92.52	272.5		23.14	68.14	32.13	122.42	-----	-----
Вторая	1PR*	117.51	192.5	0.5	29.38	48.14	0.0	0.0	67.91	57.11
	2P1OF	122.51	242.5		30.63	60.64	4.3 2	26.02	75.01	98.0 1
	3P3OF	130.01	280.0		32.60	70.01	10.62	45.5 1	85.72	128.62
	4P5OF	127.52	345.0		31.90	86.26	8.53	79.22	82.13	181.63
	5P1CF	135.01	257.5		33.76	64.39	14.91	33.8 3	92.9 1	110.22
	6P3CF	162.51	302.0		40.63	75.51	38.32	56.91	132.12	146.51
	7P5CF	182.52	371.5		45.63	92.89	55.3 3	93.03	160.7 2	203.32

* Контрольные образцы категории.

**Увеличение в % относительно 1NR и 1PR только за счет усиления.

***Увеличение в % относительно 1NR за счет усиления и предварительного напряжения.

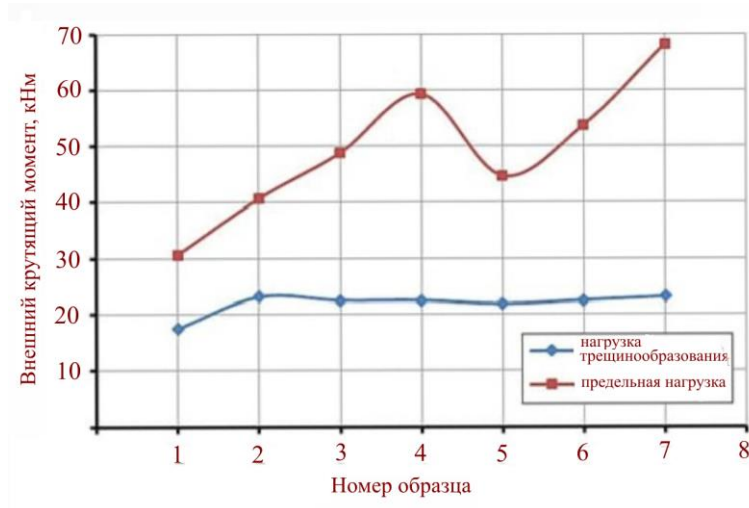


Рисунок 3-4 – Нагрузка трещинообразования и предельная нагрузка для образцов первой категории (без предварительного напряжения)

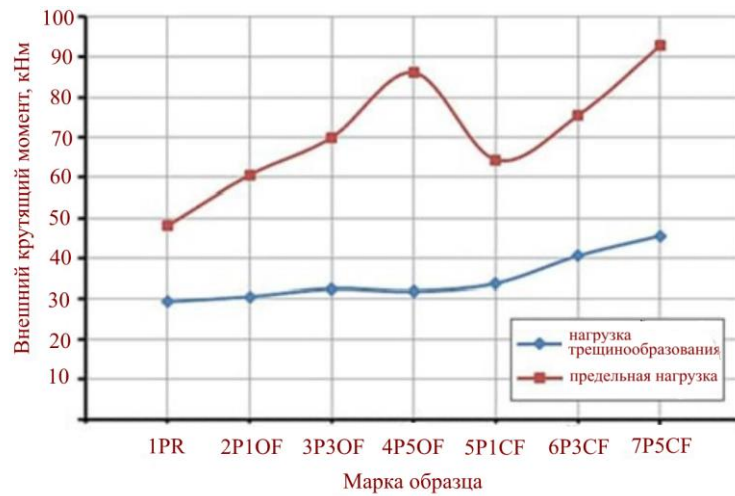


Рисунок 3-5 – Нагрузка трещинообразования и предельная нагрузка для образцов второй категории (предварительно напряженных)

В таблице 3-2 приведено сравнение значений T_{cr} и T_u для образцов второй категории с образцами первой категории, соответственно. На основании чего было установлено влияние силы предварительного напряжения на прочность испытанных образцов.

Таблица 3-2. Сравнение предельной нагрузки и нагрузки трещинообразования для образцов первой и второй категории

Марка образцов первой категории	Марка образцов второй категории	T_{cr} , кНм		T_u , кНм		Увеличение T_{cr} , %**	Увеличение T_u , %**
		Первая категория	Вторая категория	Первая категория	Вторая категория		
1NR*	1PR*	17.51	29.38	30.64	48.14	67.91	57.11
2N1OF	2P1OF	23.14	30.63	40.64	60.64	32.42	49.21
3N3OF	3P3OF	22.51	32.60	48.76	70.01	44.41	43.6 2
4N5OF	4P5OF	22.51	31.90	59.39	86.26	41.7 3	45.32
5N1CF	5P1CF	21.89	33.76	44.64	64.39	54.32	44.31
6N3CF	6P3CF	22.51	40.63	53.76	75.51	80.6 1	40.53
7N5CF	7P5CF	23.14	45.63	68.14	92.89	97.31	36.34

* Контрольные образцы категории.

5

**Проценты увеличения указаны для образцов второй категории по отношению к соответствующим образцам первой категории.

Таблица 3-3 содержит сведения об увеличении значений T_{cr} и T_u для образцов, усиленных стальными ребрами жесткости замкнутого сечения по сравнению со стальными ребрами жесткости открытого сечения.

Таблица 3-3. Влияние типа усиливающих элементов на прочность испытанных образцов

Категория	Марка образца		T_{cr} , кНм		Увеличение T_{cr} , %**	T_u , кНм		Увеличение T_u , %**
	Тип сечения усиления FSSRs		Открытое сечение	Закрытое сечение		Открытое сечение	Закрытое сечение	
	Открытое	Закрытое						
Первая	2N1OF	5N1CF	23.14	21.89	-5.42	40.63	44.63	9.86
	3N3OF	6N3CF	22.51	22.51	0.00	48.75	53.75	10.27
	4N5OF	7N5CF	22.51	23.14	2.79	59.38	68.13	14.75
Вторая	2P1OF	5P1CF	30.63	33.76	10.21	60.63	64.38	6.20
	3P3OF	6P3CF	32.60	40.63	25.02	70.00	75.50	7.87
	4P5OF	7P5CF	31.90	45.63	43.13	86.25	92.88	7.69

* Контрольные образцы категории.

**Проценты увеличения указаны для образцов второй категории по отношению к соответствующим образцам первой категории.

В настоящем исследовании рассматривается общий угол закручивания θ и продольное удлинение δ_L образцов. Как было отмечено ранее, θ регистрировался в четырех точках, а δ_L – в двух точках для каждого шага нагружения величиной 5 кН.

3.1.2. Угол закручивания и продольное удлинение

Угол закручивания регистрировался в четырех точках: на левом и правом концах, которые усреднялись для получения θ_{ES} , в четверти пролета θ_{QS} и в середине пролета θ_{MS} испытанных образцов.

На рисунках 3-6 – 3-8 показана зависимость приложенного крутящего момента от угла закручивания на концах, в четвертях и середине пролета для образцов без предварительного напряжения и предварительно напряженных образцов. Указанные значения углов закручивания θ_{ES} , θ_{QS} и θ_{MS} , соответствующие T_{cr} и T_u приведены в таблицах 3-4 и 3-5.

Таблица 3-4. Деформации, соответствующие T_{cr} и T_u , для образцов без предварительного напряжения

Марка образца	Деформации, соответствующие T_{cr}				Деформации, соответствующие T_u			
	θ_{ES}	θ_{QS}	θ_{MS}	δ_L	θ_{ES}	θ_{QS}	θ_{MS}	δ_L
1NR	0.328	0.183	0.057	0.376	3.538	2.667	1.975	3.829
2N1OF	0.441	0.200	0.063	0.346	4.358	3.501	2.964	3.558
3N3OF	0.319	0.160	0.063	0.241	4.102	3.438	2.833	3.308
4N5OF	0.218	0.103	0.052	0.256	3.908	2.913	2.581	3.129
5N1CF	0.271	0.183	0.069	0.175	3.656	3.740	3.484	3.786
6N3CF	0.275	0.258	0.103	0.271	4.054	4.657	4.845	5.817
7N5CF	0.208	0.126	0.069	0.188	3.761	3.250	3.900	4.366

Примечание: θ – угол закручивания в градусах; δ_L – продольное удлинение в мм.
Индексы ES, QS, MS обозначают конец, четверть и середину пролета, соответственно.

Таблица 3-5. Деформации, соответствующие T_{cr} и T_u , для предварительно напряженных образцов

Марка образца	Деформации, соответствующие T_{cr}				Деформации, соответствующие T_u			
	θ_{ES}	θ_{QS}	θ_{MS}	δ_L	θ_{ES}	θ_{QS}	θ_{MS}	δ_L
1PR	0.290	0.264	-0.044	0.061	2.738	2.291	0.803	3.255
2P1OF	0.310	0.224	-0.012	-0.021	3.624	2.931	2.005	2.452
3P3OF	0.296	0.247	0.075	0.117	3.4597	2.937	2.692	2.750
4P5OF	0.207	0.179	0.070	-0.032	2.948	2.639	1.641	2.397
5P1CF	0.239	0.167	0.041	0.019	3.492	3.165	2.832	2.238
6P3CF	0.210	0.270	0.098	-0.062	3.055	2.822	1.874	2.524
7P5CF	0.193	0.310	0.161	-0.077	2.857	2.789	1.862	2.616
Примечание: θ – угол закручивания в градусах; δ_L – продольное удлинение в мм. Индексы ES, QS, MS обозначают конец, четверть и середину пролета, соответственно.								

Предполагалось, что угол закручивания на левом и правом концах будет одинаковым из-за симметрии испытательной установки. Однако, ввиду отсутствия полной симметрии, углы закручивания на левом и правом концах усреднялись для получения угла закручивания на конце пролета θ_{ES} . Значения углов закручивания θ_{ES} , θ_{QS} и θ_{MS} при $T = T_{cr}$ и $T = T_u$ имеют логическую дисперсию поскольку θ_{ES} оказывается больше, чем θ_{QS} , который, в свою очередь, превышает θ_{MS} .

Как показано на рисунке 3-6, угол закручивания изменяется линейно с увеличением нагрузки до тех пор, пока крутящий момент не достигнет T_{cr} и – нелинейно после этого. Угол закручивания усиленных образцов при T_{cr} может быть меньше или больше, чем у контрольного. Это связано с тем, что сопротивление образцов приложенному крутящему моменту до растрескивания бетона зависит главным образом от механизма разрушения бетона, который отличается от образца к образцу. При $T = T_u$ угол закручивания уменьшается с увеличением количества усиливающих стальных ребер жесткости, но имеет значения выше, чем у контрольного из-за

увеличения несущей способности при кручении. Причина этого заключается в том, что арматура (как продольная, так и поперечная), а также усиливающие ребра жесткости вносят вклад в сопротивление приложенному крутящему моменту. Следует отметить, что тип усиления (открытый или закрытый), не оказывает четкого стабильного влияния на углы закручивания при $T = T_u$.

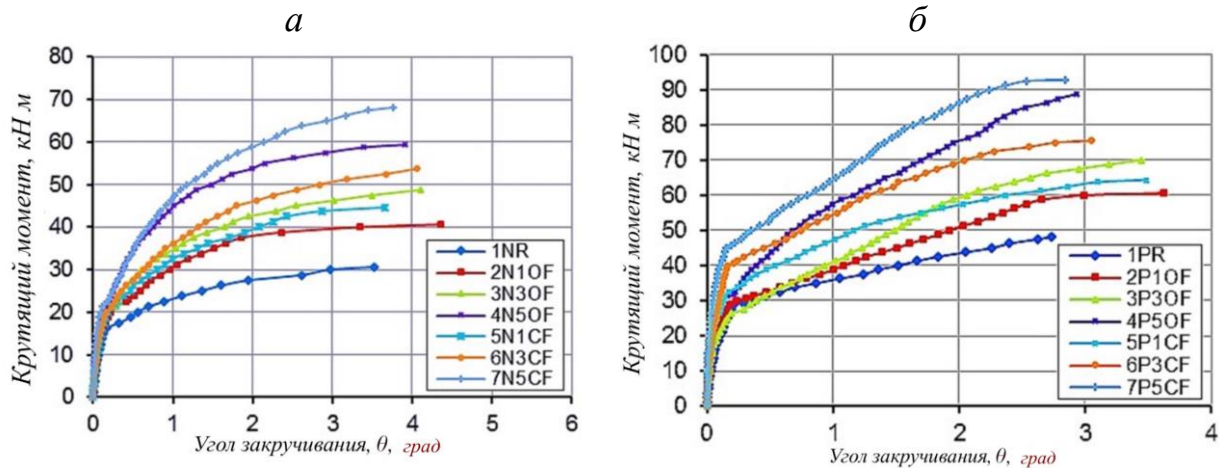


Рисунок 3-6 – Зависимость крутящего момента от угла закручивания на концах пролета для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

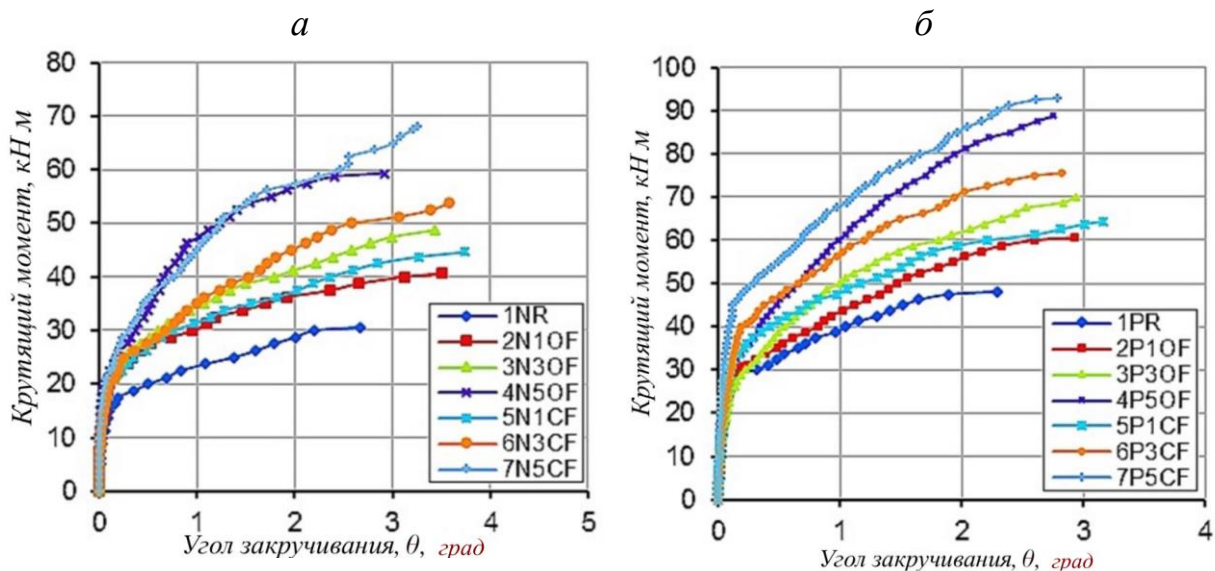


Рисунок 3-7 – Зависимость крутящего момента от угла закручивания в четвертях пролета для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

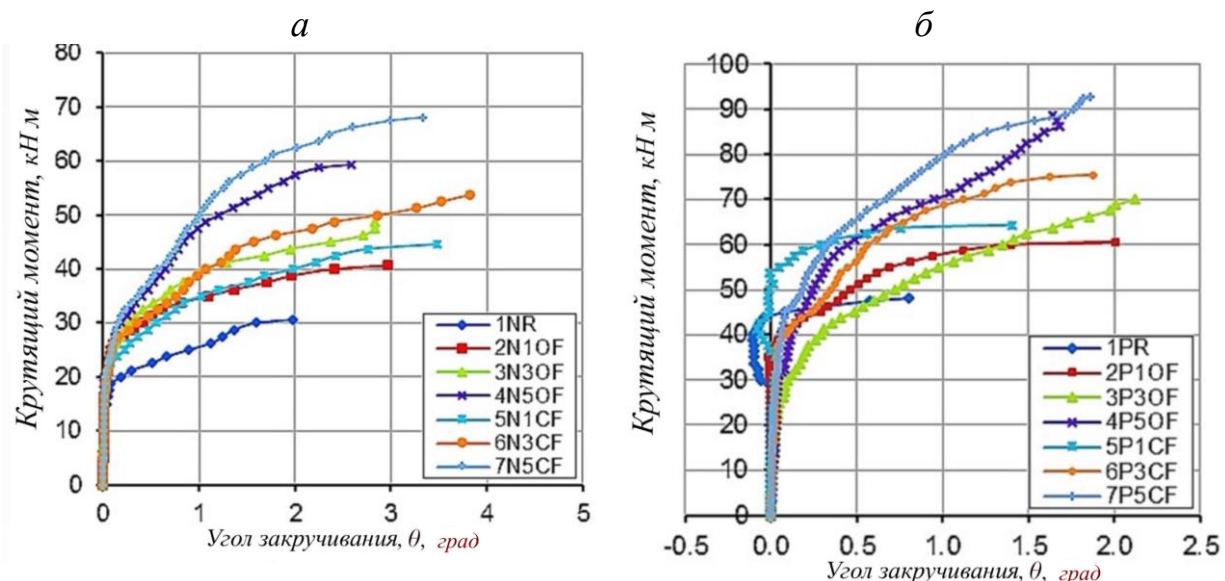


Рисунок 3-8 – Зависимость крутящего момента от угла закручивания в середине пролета для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

Продольное удлинение δ_L определялось суммированием значений перемещений, зарегистрированных на левом и правом концах испытуемых образцов. На рисунке 3-9 показана зависимость приложенного крутящего момента от продольного (осевого) удлинения образцов.

Как видно из рисунка 3-9, продольное удлинение изменяется почти линейно при низких значениях крутящего момента (от 7,5 до 12,5 кН·м) в зависимости от количества и типа стальных ребер жесткости. В этом случае деформации имеют небольшие значения, потому что образцы обладают высокой жесткостью. После этого, по сравнению с контрольным образцом, поведение материала меняется, и величина удлинения уменьшается с увеличением количества усиливающих элементов до достижения T_u .

Наличие стальных ребер жесткости и предварительного напряжения ограничивает продольное удлинение образцов, поэтому оно имеет меньшие значения по сравнению образцами первой категории (см. рисунок 3-9, б). Это

связано с тем, что образцы второй категории имеют более высокую прочность и жесткость.

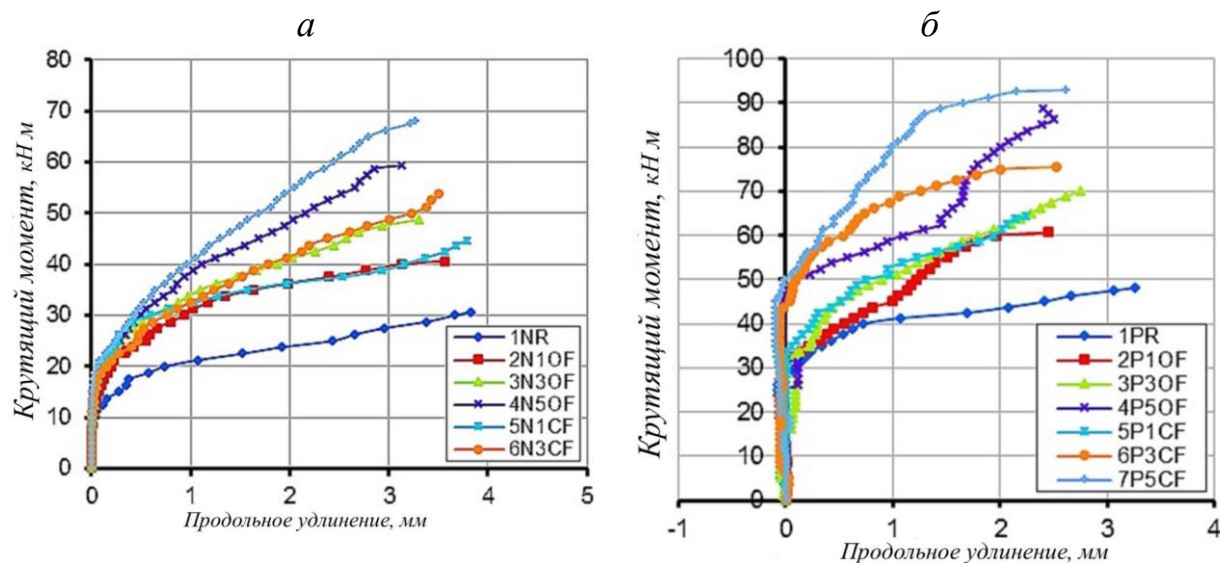


Рисунок 3-9 – Зависимость крутящего момента от продольного удлинения для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

3.1.3. Относительные деформации в бетоне

Тензорезисторы для определения деформаций наклеивались на бетон в двух точках в середине пролета. Первая точка находилась на передней грани образца, а вторая – на его верхней грани. В каждой точке были закреплены по два тензорезистора, расположенные перпендикулярно друг другу, для определения как растягивающих, так и сжимающих деформаций в бетоне. На рисунках 3-10 и 3-11 показана зависимость между приложенным крутящим моментом и деформациями образцов в середине пролета на передней и верхней гранях, соответственно. Отрицательные значения соответствуют деформациям сжатия, а положительные значения – деформациям растяжения.

Деформации при $T \leq T_{cr}$ изменяются почти линейно с приложенным крутящим моментом и имеют значения, не превышающие 200 мк для образца

7N5CF и – 220 μs для образца 3N3OF. При величине нагрузки $T > T_{cr}$ деформации изменяются нелинейно и достигают значений 1580 μs для образца 3N3OF и – 2450 μs для образца 5N1CF. Деформации за пределом трещинообразования имеют тенденцию к уменьшению с увеличением количества усиливающих элементов, при этом имеют значения, большие чем у контрольного образца (1NR) для деформаций сжатия и меньшие для деформаций растяжения. Тип усиливающих элементов (закрытый или открытый) оказывает нестабильное влияние на значения максимальных деформаций. Так, максимальные деформации образца 6N3CF вышли пределы измеряемого диапазона.

Поскольку бетон является неоднородным материалом значения деформаций образцов на передних гранях несколько отличаются от полученных деформаций на верхних гранях.

Все испытанные образцы разрушились из-за чрезмерного диагонального образования трещин, что, в свою очередь, характеризует то, что главные растягивающие напряжения в процессе деформирования образца достигли предела прочности бетона на растяжение.

Таким образом, усиление с использованием стальных ребер жесткости оказалось эффективным для повышения нагрузки трещинообразования и предельной несущей способности образцов при кручении, поскольку усиливающие элементы ограничивали рост продольной растягивающей силы вследствие депланации поперечного сечения.

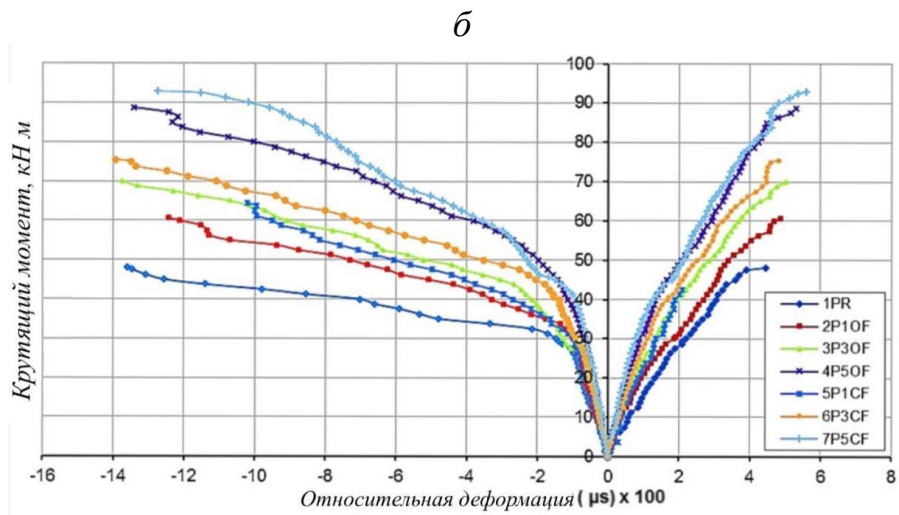
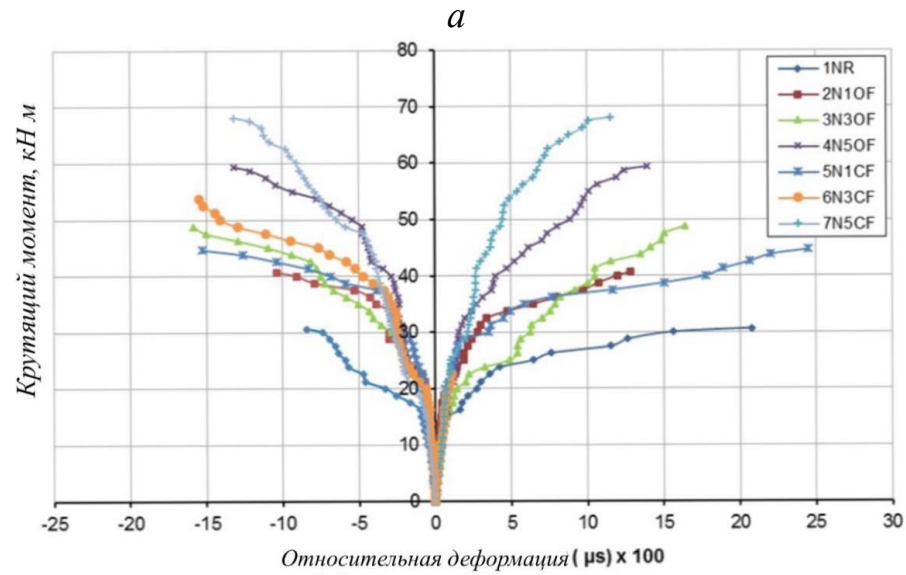


Рисунок 3-10 – Зависимость крутящего момента от деформации в бетоне в середине пролета на передней грани для образцов без предварительного напряжения (*a*) и предварительно напряженных (*б*)

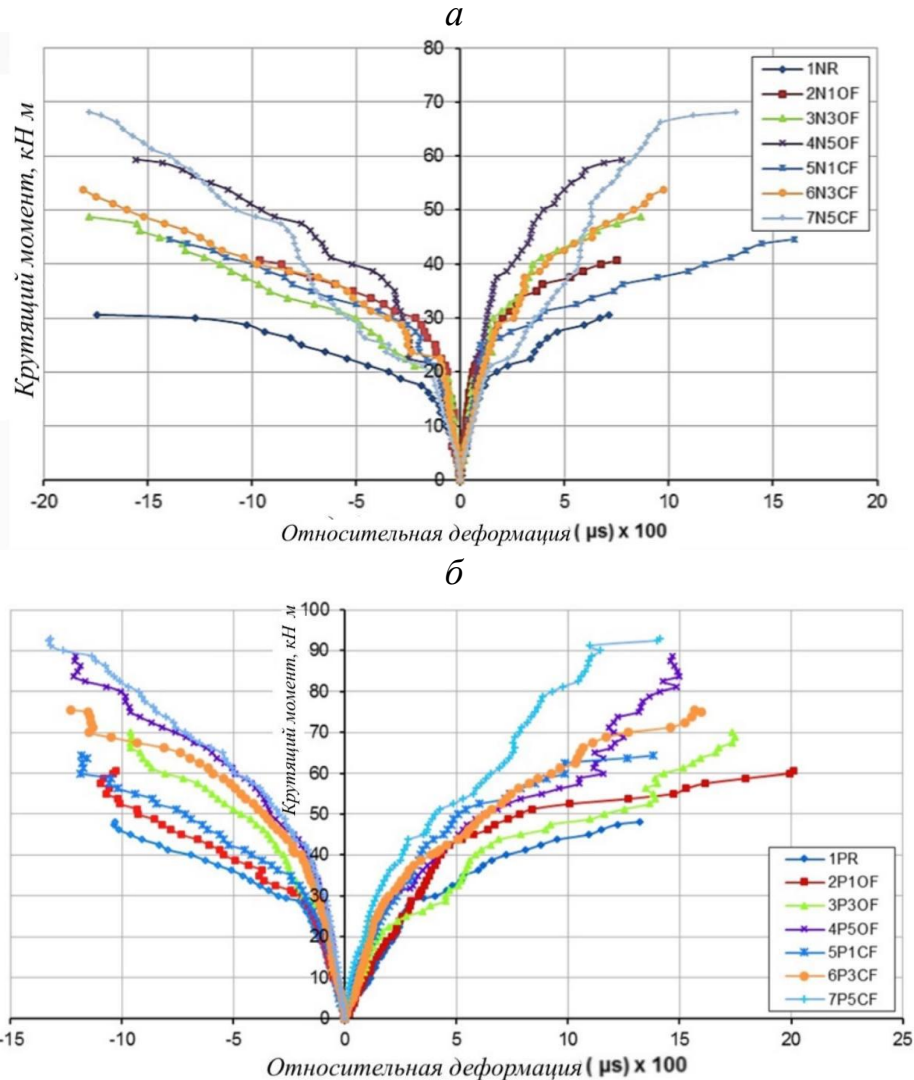


Рисунок 3-11 – Зависимость крутящего момента от деформации в бетоне в середине пролета на верхней грани для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

3.1.4. Деформации стальной арматуры и усиливающих элементов

Относительная деформация продольной арматуры измерялась в середине и в конце пролета. На рисунках 3-12 и 3-13 показана зависимость приложенного крутящего момента от деформации продольной арматуры для образцов первой и второй категорий. До достижения момента трещинообразования T_{cr} наблюдалась почти линейная зависимость

относительной деформации от приложенной нагрузки. При нагрузках, близких к T_u , изменение деформации в арматуре носит нелинейный характер.

Усиленные стальными ребрами образцы имеют значения деформаций, меньшие, чем у контрольного образца 1NR, что указывает на их более высокую жесткость. Деформация продольной арматуры в середине пролета выше, чем на концах образца. Это может быть обусловлено тем, что сопротивление приложенной нагрузке в середине пролета выше, чем на опорах, а также – тем, что образцы имели возможность свободного вращения на опорах.

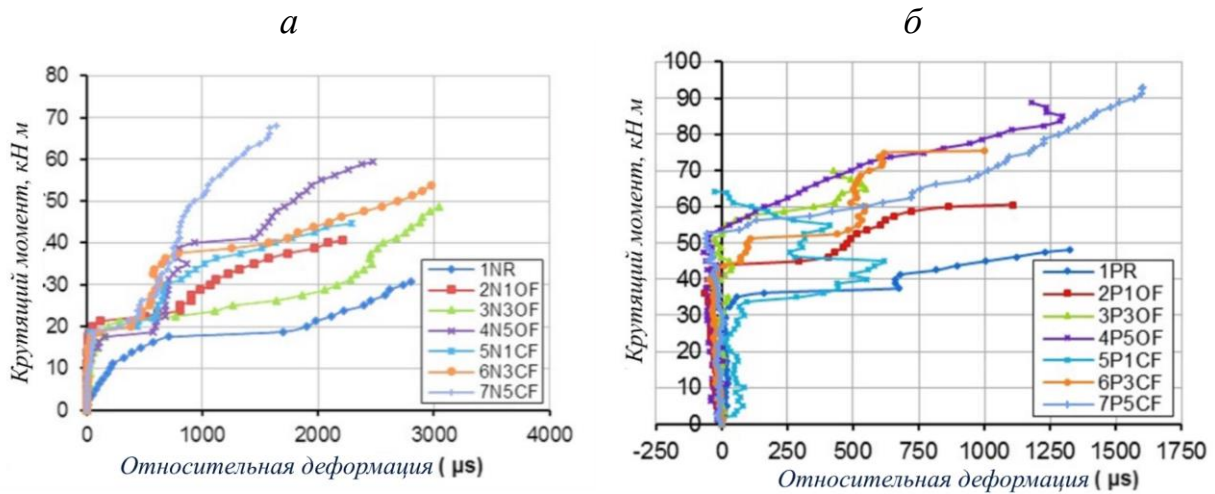


Рисунок 3-12 – Зависимость крутящего момента от деформации продольной арматуры в середине пролета для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

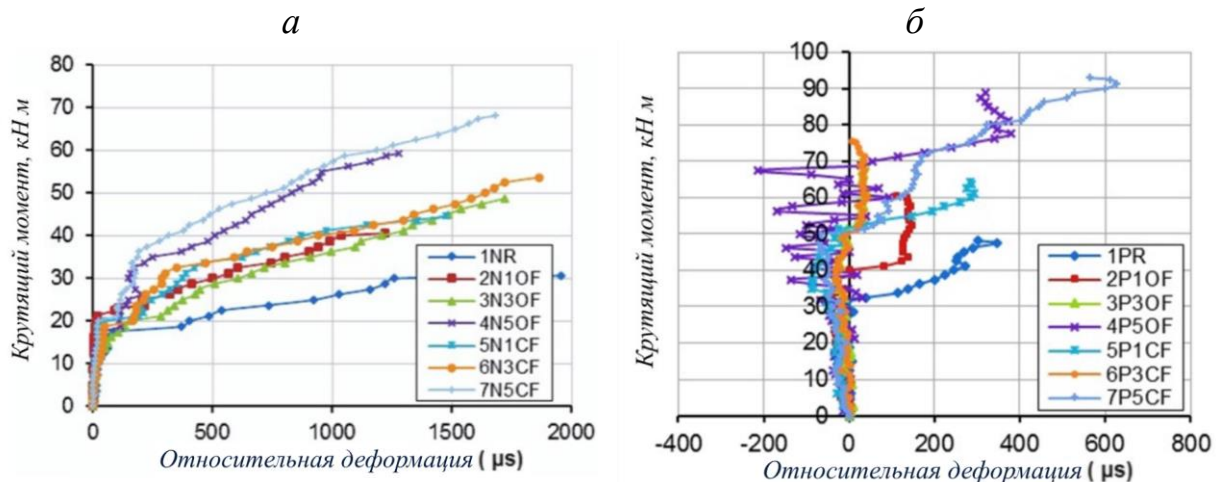


Рисунок 3-13 – Зависимость крутящего момента от деформации продольной арматуры на концах пролета для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

Были измерены деформации двух поперечных хомутов: в середине пролета и в опорной зоне. Деформация каждого хомута определялась как среднее значение деформаций вертикальной и горизонтальной его ветвей.

На рисунке 3-14 и 3-15 показаны зависимости между приложенным крутящим моментом и деформацией хомутов для образцов без предварительного напряжения и предварительно напряженных.

Характерно, что с увеличением приложенной нагрузки до достижения момента трещинообразования T_{cr} деформации хомутов изменяются почти линейно. Хомуты усиленных образцов имеют более малые деформации, чем у контрольных. Это связано с влиянием на жесткость образцов элементов усиления. Деформирование образцов после достижения момента трещинообразования T_{cr} становится явно нелинейным.

В целом, деформации хомутов уменьшаются с увеличением количества стальных ребер жесткости. По величине деформации хомутов в середине пролета больше, чем деформации хомутов в опорных зонах.

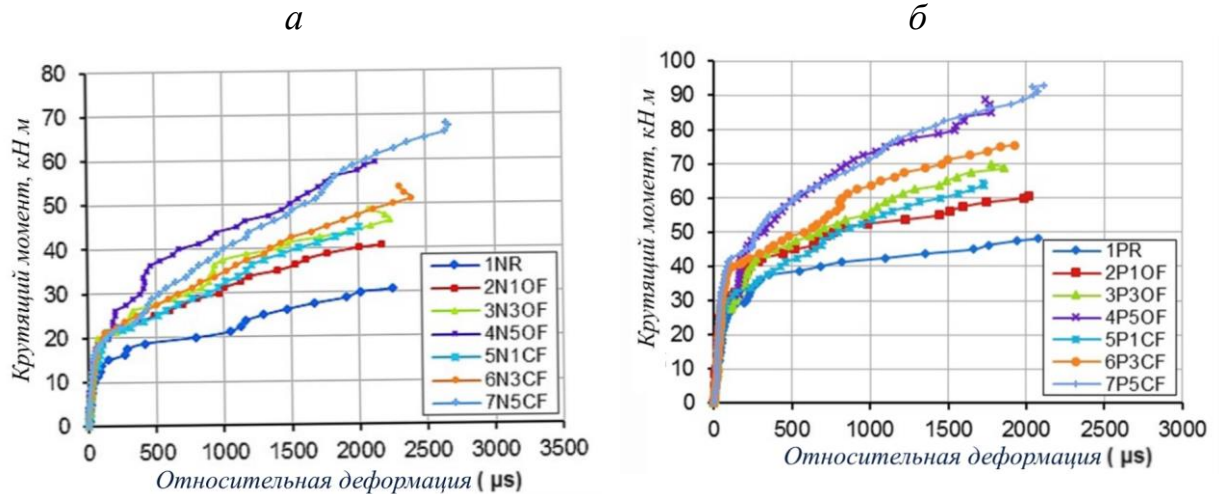


Рисунок 3-14 – Зависимость крутящего момента от деформации поперечных хомутов в середине пролета для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

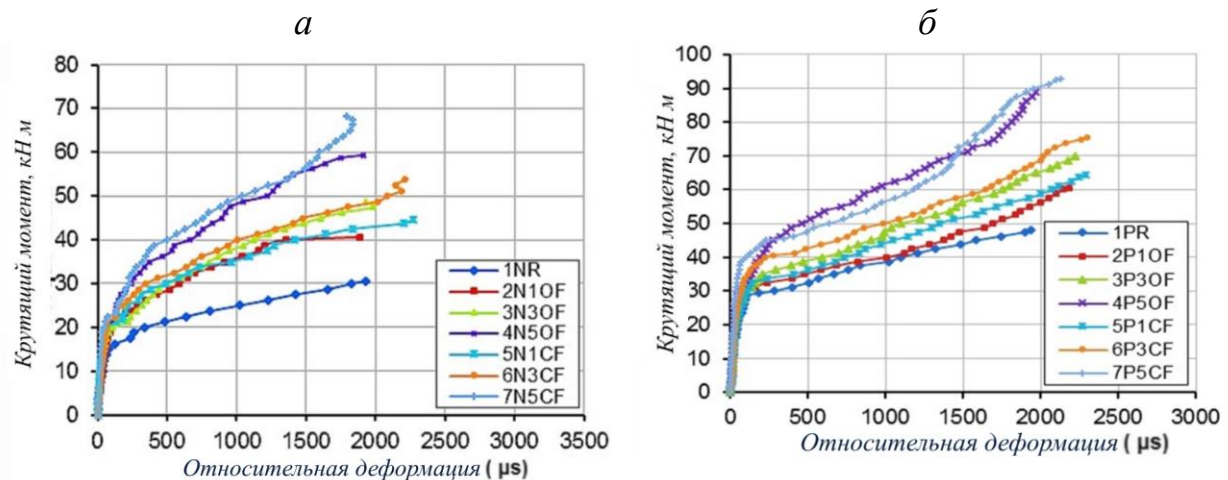


Рисунок 3-15 – Зависимость крутящего момента от деформации поперечных хомутов на концах пролета для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

Кроме деформаций продольной и поперечной арматуры были измерены деформации двух стальных ребрах жесткости: в середине пролета и в опорной зоне балки. Деформация каждого усиливающего элемента определялась как среднее значение деформаций, измеренных на вертикальных и горизонтальных гранях каждого ребра.

На рисунках 3-16 и 3-17 приведена зависимость между приложенным крутящим моментом и деформацией в усиливающем элементе для образцов без предварительного напряжения и предварительно напряженных.

До достижения момента трещинообразования T_{cr} деформации в усиливающем элементе изменяются почти линейно. Усиливающие элементы в середине пролета испытывают большие деформации, чем в опорной зоне. Это обуславливается тем, что сопротивление приложенной нагрузке в середине пролета выше, чем в опорных зонах.

В целом, в предельном состоянии деформации в усиливающих элементах оказались ниже предела текучести стали, в то время как бетон уже достиг своего предела несущей способности.

Таким образом можно отметить, что стальные ребра вносят вклад в сопротивление приложенной нагрузке на более поздних стадиях нагружения, при этом обладают высокой жесткостью, что дает дополнительный резерв несущей способности конструкции.

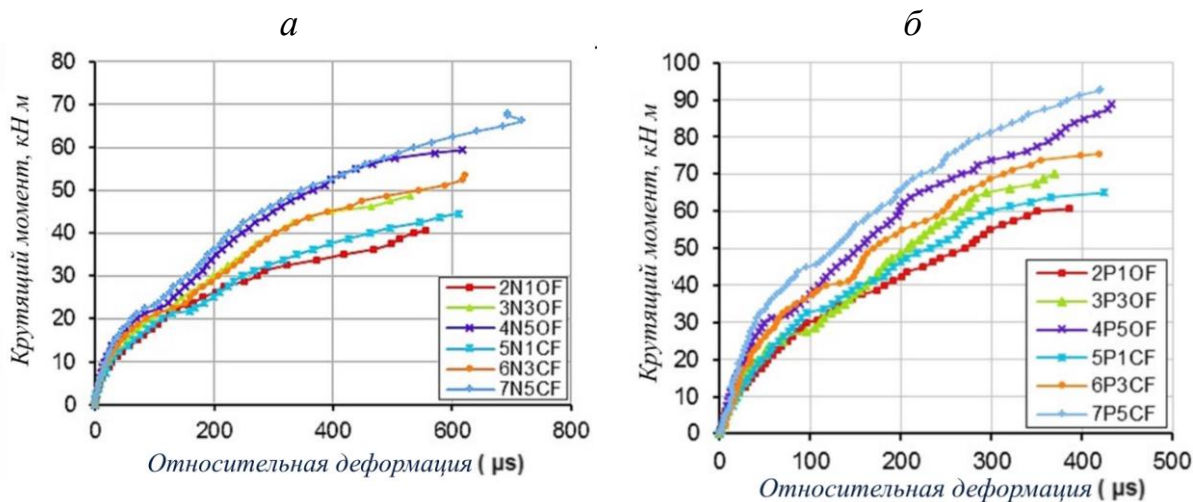


Рисунок 3-16 – Зависимость крутящего момента от деформации поперечных хомутов в середине пролета для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

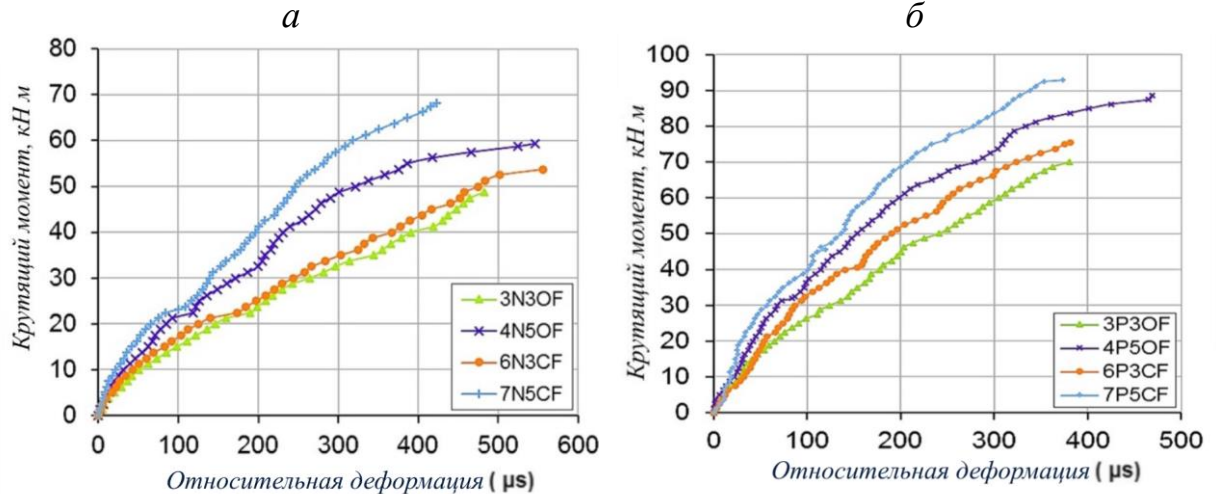


Рисунок 3-17 – Зависимость крутящего момента от деформации поперечных хомутов на концах пролета для образцов без предварительного напряжения (а) и предварительно напряженных (б)

3.2. Потенциальная энергия, затраченная на разрушение образцов

Прочность образцов определяется количеством затрачиваемой на разрушение энергии при их нагружении. Для хрупких материалов (например, бетон) потенциальная энергия затрачивается на разрыв физических связей в области образования и развития трещин [68, 69].

Затрачиваемая на разрушения образцов потенциальная энергия равна площади области, ограниченной кривой $T - \theta$ и осями координат.

Определенная таким образом величина потенциальной энергии приведена в таблице 3-6.

Таблица 3-6. Потенциальная энергия, затраченная на разрушение образцов

Марка образца первой категории	Коэффициент пластичности μ_t	Потенциальная энергия разрушения (кН м рад)	Марка образца второй категории	Коэффициент пластичности μ_t	Потенциальная энергия разрушения (кН м рад)
1NR	10.787	1.5465	1PR	9.441	1.8014
2N1OF	9.882	2.6364	2P1OF	11.690	2.9840
3N3OF	12.861	2.8340	3P3OF	11.688	3.0800
4N5OF	17.931	3.3492	4P5OF	14.241	3.2400
5N1CF	13.501	2.3008	5P1CF	14.611	3.1783
6N3CF	14.742	3.0012	6P3CF	14.550	3.2015
7N5CF	18.100	3.5051	7P5CF	14.803	3.5686

Коэффициент пластичности

Деформирование конструкции характеризуется переходом из упругого в неупругое (пластическое) состояние. Внутренние силы при этом перераспределяются и должны удовлетворять условиям равновесия конструкции под нагрузкой [1].

Коэффициент пластичности при кручении μ_t , выражающий долю неупругих (пластических) от полных деформаций, может быть определен так:

$$\mu_t = \theta_u / \theta_y \dots\dots\dots (3-1)$$

где θ_u – угол закручивания, соответствующий предельной нагрузке, θ_y – угол закручивания, соответствующий началу текучести (началу трещинообразования) [70].

Коэффициент пластичности для испытанных образцов (без предварительного напряжения и предварительно напряженных) приведен в таблице 3-6.

Анализ результатов (см. таблица 3-6) показывает, что потенциальная энергия деформирования, затрачиваемая на разрушение образцов, возрастает с увеличением количества стальных ребер жёсткости. Предварительно

напряженные образцы имеют меньшее значение коэффициента пластичности из-за увеличения общей жесткости элемента. Этим можно объяснить хрупкое разрушение предварительно напряженных образцов, наблюдаемое в экспериментах. При этом тип усиливающего элемента (открытый или закрытый) оказывает существенное влияние конечную величину потенциальной энергии.

3.3. Регрессионный анализ для определения предельного крутящего момента

Регрессионный анализ применялся для определения значения предельного крутящего момента. Чтобы получить расчетную зависимость методом многомерной (множественной) регрессии необходимо задать зависимую переменную и ряд независимых переменных, затем методом наименьших квадратов получить соответствующее уравнение. Как правило, уравнение имеет вид:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_n X_n + \varepsilon \dots \dots \dots (3-2),$$

где Y – результат (отклик), $X_1, X_2, \dots, X_n$ – факторы (предикторы), β_0 – свободный член, $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ – коэффициенты регрессии, ε – погрешность.

Для настоящей работе уравнение (3.2) использовалось в виде:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 \dots \dots \dots (3-3),$$

где Y – предельный крутящий момент T_u , кНм;

X_1 и X_2 – факторы, учитывающие влияние количество и тип стальных ребер жесткости. Для образца без усиления принималось $X_1 = 0,5$ и $X_2 = 1$.

Для образца с ребрами жесткости открытого и закрытого типов $X_2 = 2$.

X_3 – фактор, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры.

Для образцов без предварительного напряжения $X_3 = 1$ и $X_3 = 2$ – для предварительно напряженных образцов.

На основании вышеизложенного получено уравнение регрессионного анализа для определения предельного крутящего момента:

$$T_u = Y = -1.7931 + 6.0689X_1 + 5.8984X_2 + 21.6957X_3 \dots\dots\dots (3-4)$$

Сравнение полученных результатов с экспериментальными данными показано в таблице 3-7.

Таблица 3-7. Сравнение результатов по уравнению (3-4) с экспериментальными данными

Марка образца	T_u по результатам экспериментов, кНм	Факторы			T_u по уравнению (3-4)	Расхождение, %
		X_1	X_2	X_3		
1NR*	30.64	0.5	1	1	28.83560112	5.9
2N1OF	40.64	1	2	1	37.76854831	7.0
3N3OF	48.76	3	2	1	49.90650402	2.4
4N5OF	59.39	5	2	1	62.04445972	4.5
5N1CF	44.64	1	3	1	43.66700657	2.2
6N3CF	53.76	3	3	1	55.80496228	3.8
7N5CF	68.14	5	3	1	67.94291798	0.3
1PR*	48.14	0.5	1	2	50.53131541	5
2P1OF	60.64	1	2	2	59.46426259	1.9
3P3OF	70.01	3	2	2	71.6022183	2.3
4P5OF	86.26	5	2	2	83.74017401	2.9
5P1CF	64.39	1	3	2	65.36272086	1.5
6P3CF	75.51	3	3	2	77.50067656	2.6
7P5CF	92.89	5	3	2	89.63863227	3.5

Таким образом, полученное уравнение (3-4) демонстрирует хорошее согласование прогнозируемых значений предельного крутящего момента с результатами экспериментальных исследований: расхождение составляет от 0,3 до 7%.

3.4. Выводы по третьей главе

В настоящей главе приводится подробное описание и результаты проведенных экспериментов.

1. Были изучены общее поведение, характер разрушения и схема трещинообразования испытанных образцов на кручение.

2. В ходе испытаний регистрировались данные, включающие нагрузку образования первых трещины, предельную нагрузку, деформации в бетоне и стальной арматуре (продольной и поперечной), а также деформации в усиливающих стальных ребрах жесткости.

3. Был замерен угол закручивания на обоих концах, в четверти и середине пролета испытанных образцов. Все данные соотносились с приложенной нагрузкой (внешним крутящим моментом).

4. Построены многочисленные кривые, которые представлены и обсуждены в данной главе. Полученные экспериментальные данные надежно задокументированы для каждого испытанного образца. Выполнено сравнение результатов экспериментов с контрольными образцами и между собой.

ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК НА КРУЧЕНИЕ

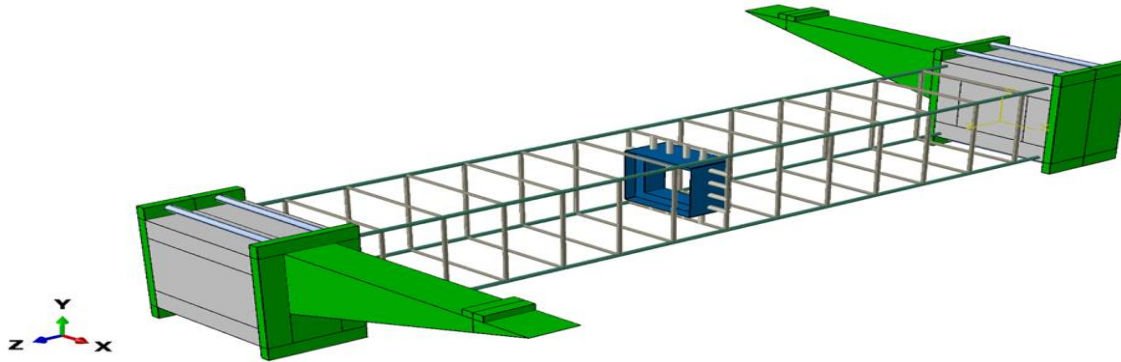
В данной главе рассматриваются результаты конечно-элементных расчетов железобетонных балок из самоуплотняющегося бетона, усиленных стальными ребрами жесткости, на кручение с применением программного комплекса ABAQUS.

4.1. Описание конечно-элементных моделей

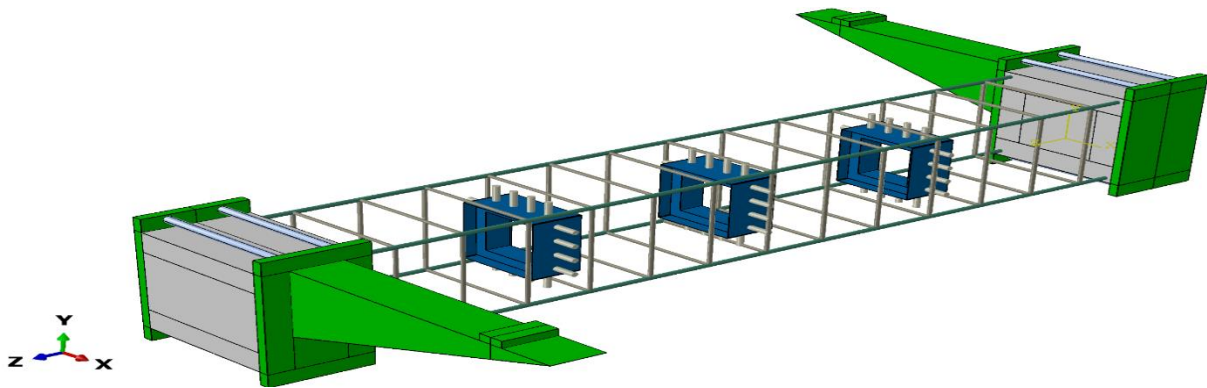
Для численных расчетов было создано 14 моделей ранее испытанных образцов: 7 образцов моделировались без учета предварительного напряжения арматуры и 7 – с предварительным напряжением.

Конечно-элементные схемы указанных образцов приведены на рисунке 4-1.

Образец с одним внутренним стальным ребром усиления



Образец с тремя внутренними стальными ребрами усиления



Образец с пятью внутренними стальными ребрами усиления

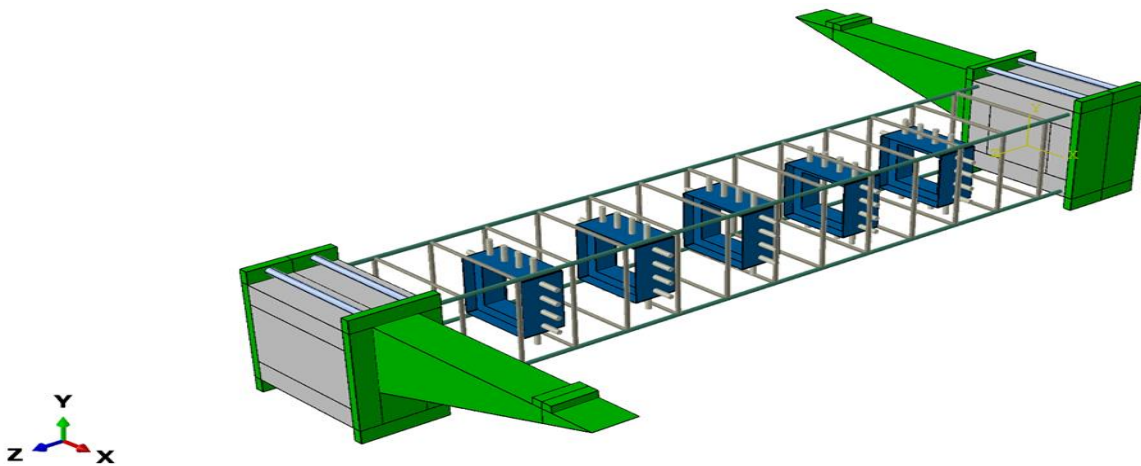


Рисунок 4-1 – Модели испытанных образцов в программе ABAQUS

Для моделирования тела бетона образцов, стальных ребер жесткости, стальных болтов, рычагов для передачи крутящего момента, торцевых пластин и арматурных канатов использовался изопараметрический восьмиузловой объемный конечный элемент (C3D8R), имеющий три линейных степени свободы в узле. В свою очередь, для моделирования арматурных стержней и хомутов применялся пространственный стержневой конечный элемент (T3D2) с возможностью перемещений узла по трем линейным степеням свободы.

Взаимодействие бетона с поверхностями стальных ребер жесткости принималась жестким (с использованием связи типа Tie), которое исключает возможность взаимных смещений и поворотов.

Полная твердотельная модель образцов в программе ABAQUS показана на рисунке 4-2.

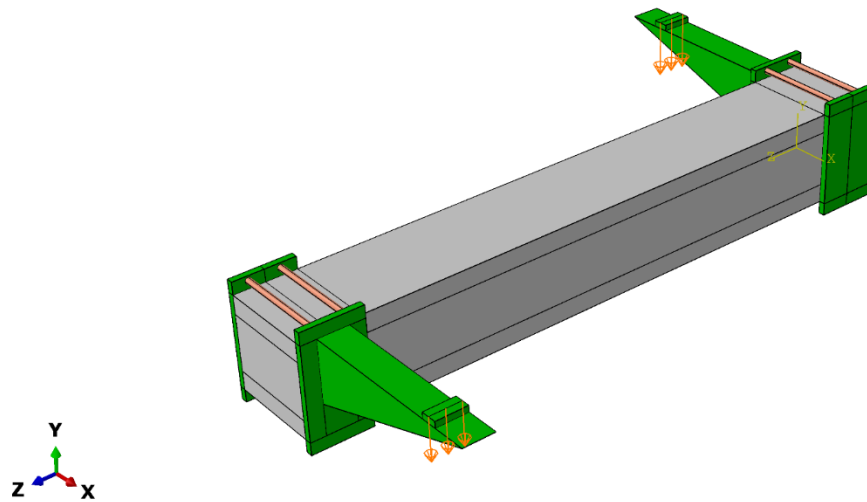


Рисунок 4-2 – Твердотельная модель образцов в программе ABAQUS

4.1.1. Характеристика материалов

В данной работе для моделирования работы бетона использовалась упругопластическая модель деформирования бетона с учетом повреждений (CDP), разработанная Лубинером [74] и модифицированная Ли и Фенвес [75].

Данная модель основана на теории пластического течения с учетом повреждений, при этом деформирование бетона определяется поверхностью текучести, отвечающей критерию Друкера – Прагера. Основными режимами разрушения в этой модели являются растрескивание бетона при растяжении и раздробление при сжатии.

Диаграммы деформирования, соответствующие одноосному растяжению и одноосному сжатию, приведены на рисунке 4-3.

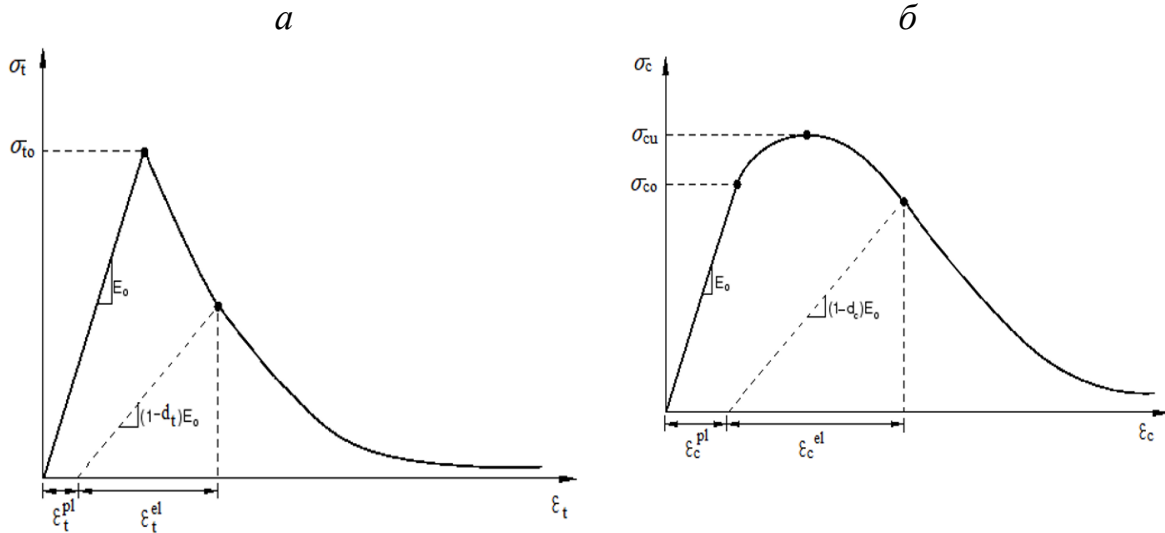


Рисунок 4-3 – Диаграммы деформирования бетона, принятые в модели CPD для одноосного сжатия (а) и одноосного растяжения (б)

При одноосном растяжении (см. рисунок 4-3, а) зависимость между напряжениями и деформациями является линейной до тех пор, пока одно из главных напряжений не достигнет прочности бетона на растяжение f_t . В этом случае в бетоне образуются трещины, что приводит к нелинейному разупрочнению бетона при растяжении.

При одноосном сжатии напряжения пропорциональны деформациям до условного предела текучести σ_{c0} . Затем поведение бетона становится нелинейным. Когда напряжения превышают предел прочности бетона на сжатие σ_{cu} , соответствующий участок диаграммы $\sigma_c - \varepsilon_c$ описывается нелинейным законом разупрочнения вследствие деградации модуля упругости бетона (см. рисунок 4-3, б).

Для арматурной стали, канатов и элементов усиления принимался идеально пластичный закон деформирования с пределом текучести, определенном в результате лабораторных испытаний (см. таблицы 2-6 и 2-7).

Пластическая часть деформаций бетона при одноосном растяжении и одноосном сжатии, выделенная из диаграмм $\sigma_t - \varepsilon_t$ и $\sigma_c - \varepsilon_c$, соответственно, аппроксимируется значениями, указанными в таблицах 4-1 и 4-2.

Таблица 4-1. Пластическая часть деформаций бетона при одноосном растяжении

Напряжения σ_t , МПа	Деформации ε_t^{pl}
1.25	0
1.2354	0.066
1.2163	0.173
1.0866	0.220
0.8886	0.308
0.8116	0.350
0.7473	0.390
0.6908	0.430
0.62962	0.480

Таблица 4-2. Пластическая часть деформаций бетона при одноосном сжатии

Напряжения σ_c , МПа	Деформации ε_c^{pl}
21.1967	0
31.9556	0.000101
41.0748	0.000222655
47.9891	0.000404009
52.6213	0.000645722
55.2240	0.000951929
56.0000	0.001307805
55.4565	0.001669759
53.9955	0.002064098
51.9217	0.002473759
49.4961	0.002889225
46.8247	0.003317978

44.1015	0.003746105
27.7488	0.006686044
17.9077	0.009485845
12.3226	0.012149643
8.9704	0.014719953
6.7702	0.017302507
5.2903	0.019849585

Входные параметры модели CDP, определяющие трехосное напряженное состояние бетона, приведены в таблице 4-3.

Таблица 4-3. Входные параметры модели CDP

Модуль упругости E_0 , МПа	41555
Коэффициент Пуассона ν	0.2
Угол дилатации ψ , град	30
Эксцентриситет ϵ	0.1
f_{bo} / f_{co}	1.16
k_c	0.667
Вязкость μ	0.0005

4.2. Верификация модели CDP и экспериментальных данных

Проведены сравнения между экспериментальными данными и соответствующими результатами численных расчетов. Получены зависимости между внешним крутящим моментом и углом закручивания, а также схемы трещинообразования при разрушении, позволяющие определить применимость модели CDP для прочностных расчетов сталежелезобетонных элементов коробчатого сечения на кручение.

На рисунках 4-4 и 4-5 показано сравнение зависимостей крутящего момента от угла закручивания между экспериментальными и численными

исследованиями для образцов без предварительного напряжения и предварительно напряженных, соответственно.

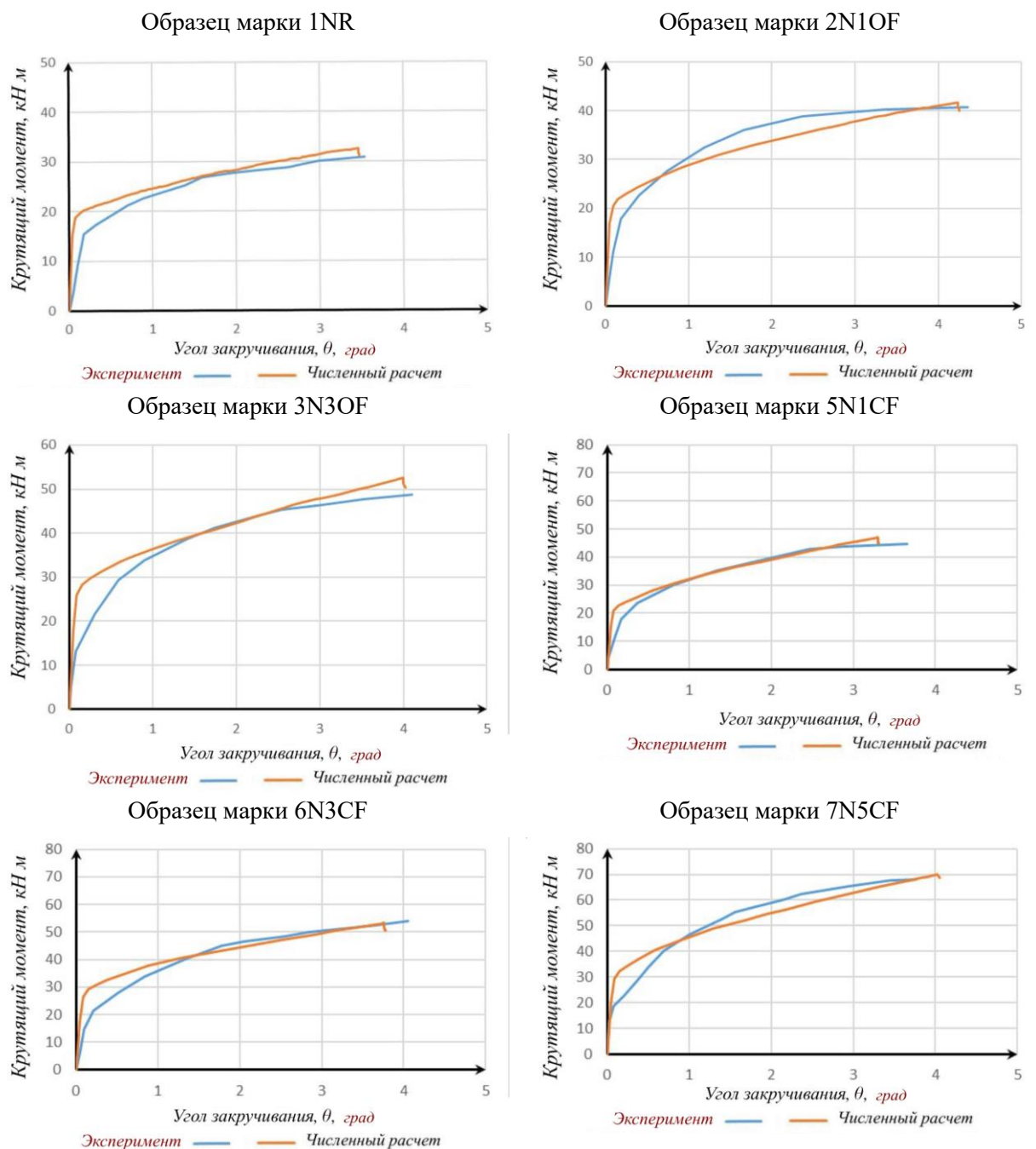
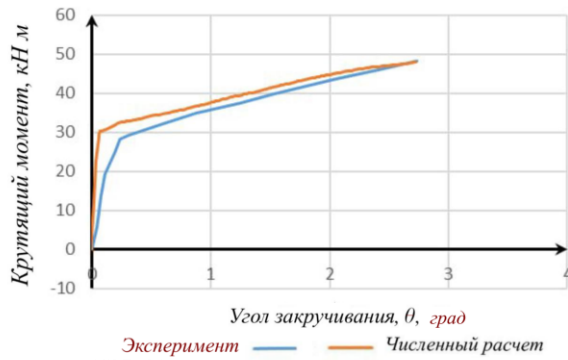
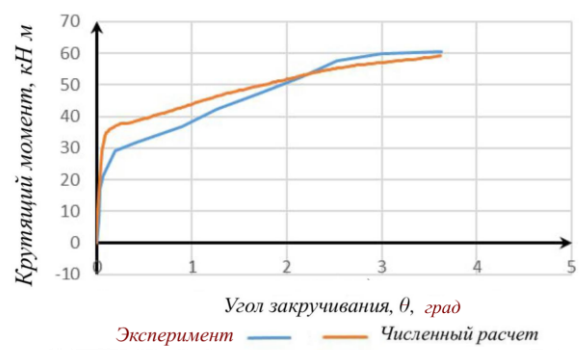


Рисунок 4-4 – Сравнение экспериментальных и численных зависимостей крутящего момента от угла закручивания для образцов без предварительного напряжения

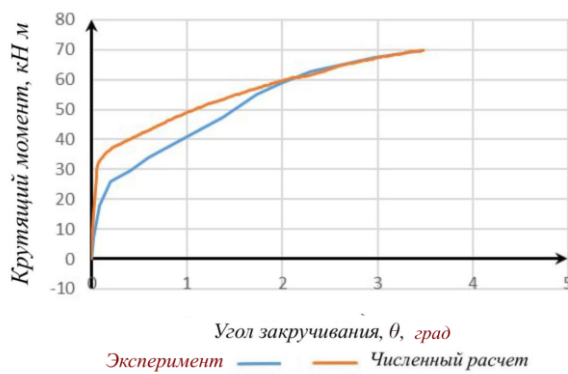
Образец марки 1PR



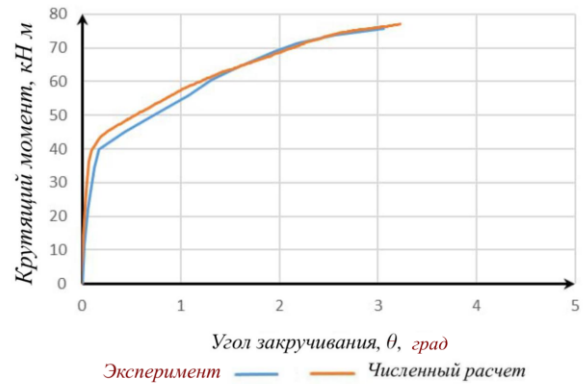
Образец марки 2P1OF



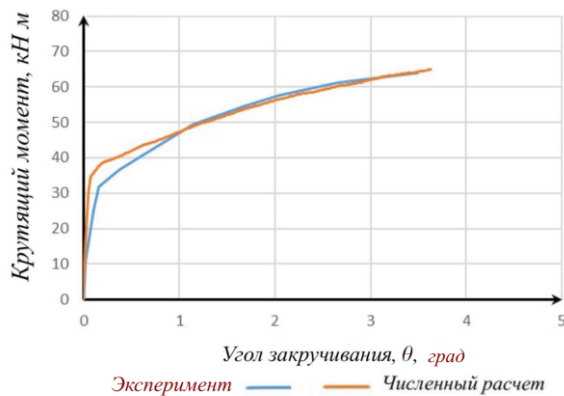
Образец марки 3P3OF



Образец марки 5P1CF



Образец марки 6P3CF



Образец марки 7P5CF

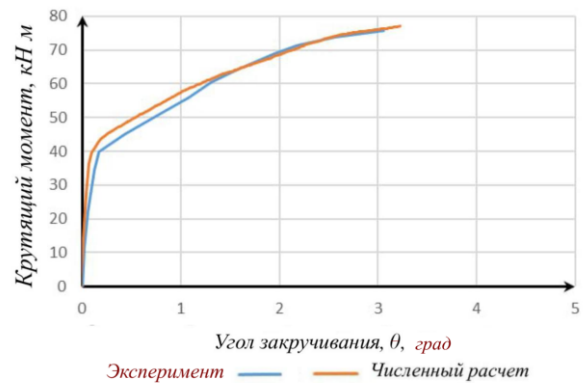


Рисунок 4-5 – Сравнение экспериментальных и численных зависимостей крутящего момента от угла закручивания для предварительно напряженных образцов

Важно отметить, что конечно-элементные модели обладают повышенной жесткостью по сравнению с экспериментальными образцами во всех областях деформирования.

В таблице 4-4 приведено сравнение для всех образцов разрушающего крутящего момента и угла закручивания, полученных в результате конечно-элементного расчета и лабораторных испытаний. Наблюдается хорошая корреляция между полученными значениями. Так, расхождение, в среднем, составило 1.024% для предельных крутящих моментов и – 1.004% для углов закручивания.

Таблица 4-4. Экспериментальные и численные значения разрушающего крутящего момента и угла закручивания

Марка образца	Предельный крутящий момент T_u , кНм			Угол закручивания при предельном крутящем моменте θ_u , град		
	EXP	FE	FE/EXP	EXP	FE	FE/EXP
1NR*	30.63	32.549	0.001418	3.538	3.461	0.000692
2N1OF	40.63	41.666	0.000002	4.358	4.231	0.001135
3N3OF	48.75	52.531	0.002763	4.102	3.997	0.000908
4N5OF	59.38	61.052	0.00001	3.908	3.939	0.00001
5N1CF	44.63	46.96	0.00074	3.656	3.296	0.010611
6N3CF	53.75	53.255	0.00116	4.054	3.756	0.006092
7N5CF	68.13	69.87	0.000003	3.761	4.019	0.004103
1PR*	48.13	48.1	0.00065	2.738	2.726	0.00008
2P1OF	60.63	59.1	0.00252	3.624	3.618	0.00004
3P3OF	70	69.7	0.00085	3.4597	3.482	0.000003
4P5OF	86.25	88.07	0.00001	2.948	3.0425	0.000757
5P1CF	64.38	64.89	0.000291	3.492	3.625	0.001125
6P3CF	75.5	76.99	0.00002	3.055	3.22	0.002447
7P5CF	92.88	99.27	0.001919	2.857	3.174	0.011324
Среднее значение			1.024	Среднее значение		1.004
Коэффициент вариации (%)			3.012	Коэффициент вариации (%)		5.475

По результатам численных расчетов, в сравнении с экспериментальными образцами, балки имеют более высокий уровень крутильной жесткости.

Данное обстоятельство можно объяснить тем, что, с одной стороны, в бетонной матрице имеется множество микротрещин, что связано с процессами усадки бетона при твердении. С другой стороны, в численных расчетах предполагается идеальное сцепление между бетоном, арматурой и ребрами жесткости. Таким образом, возникающий в реальных образцах эффект проскальзывания, приводящий к нарушению совместной работы бетона и армирующих элементов, не учитывается.

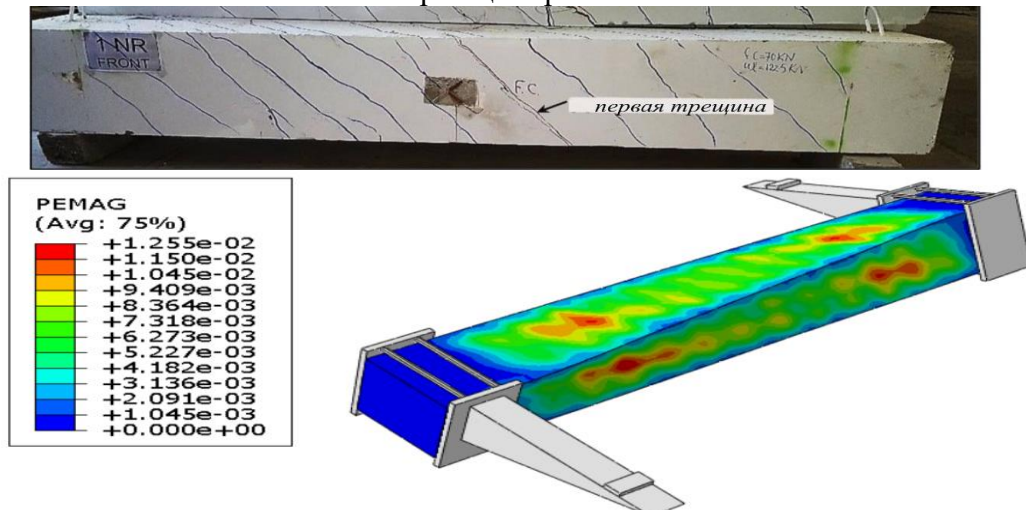
Согласно упругопластической модели бетона с повреждениями (CDP), трещины в железобетонных элементах образуются в областях, где главные растягивающие деформации превышают предельную деформацию бетона растяжению. То есть, полагается, что бетон растрескивается, когда пластическая деформация превышает нулевое значение. Таким образом, пластическая деформация использовалась как индикатор образования и развития трещин. При этом считается, что трещины образуются в направлении, ортогональном направлению пластической деформации.

4.2.1. Характер трещинообразования

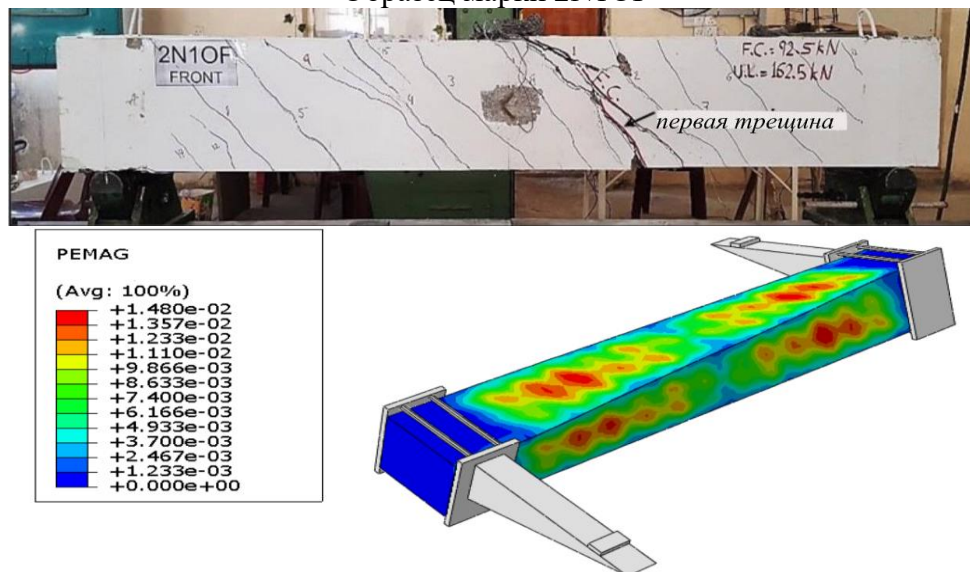
На рисунках 4-6 и 4-7 показаны поля пластических деформаций, отвечающие предельной нагрузке, и схемы трещинообразования экспериментальных балок в предельной стадии. Из этих рисунков очевидно, что наблюдается хорошее совпадение картины разрушения между численными и экспериментальными результатами.

Кроме того, для всех балок наблюдался характерный для кручения механизм разрушения из-за образования трещины, начинающейся на поверхности и распространяющейся к ядру балки, с формированием спиралевидной формы.

Образец марки 1NR

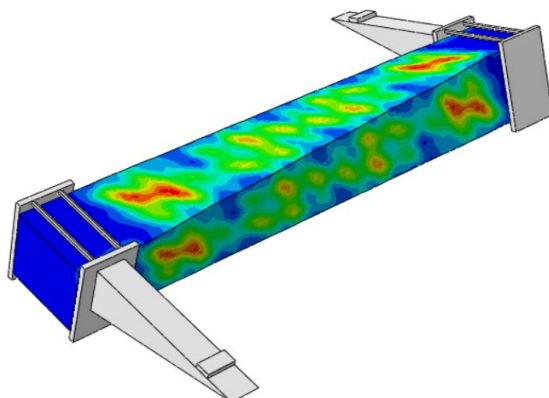
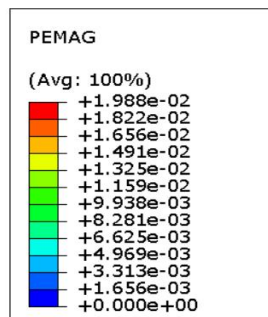


Образец марки 2N1OF

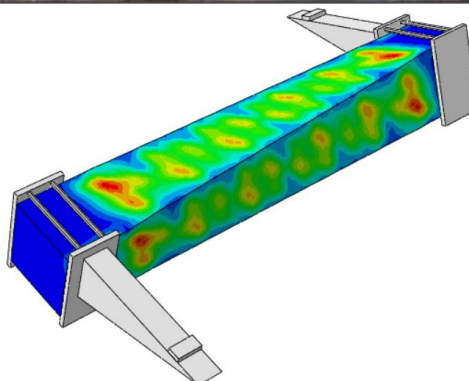
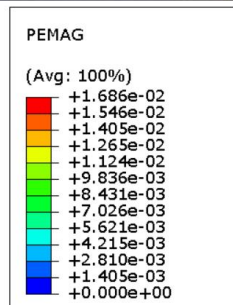


Образец марки 3N3OF

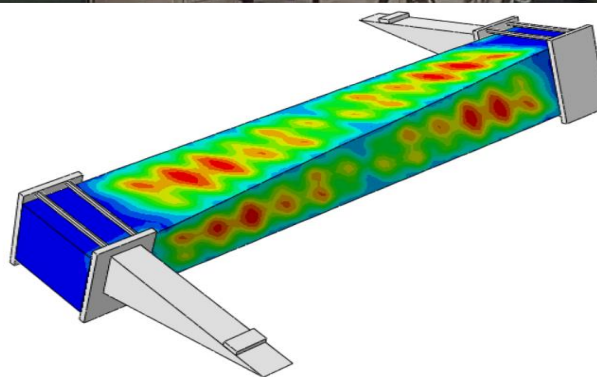
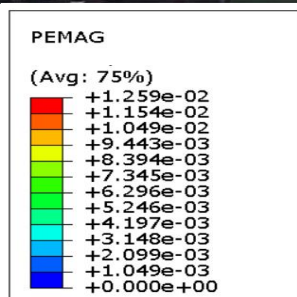




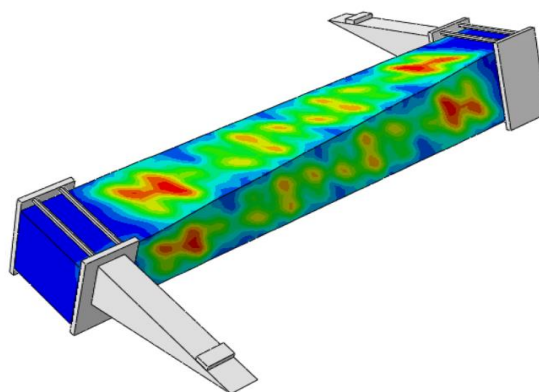
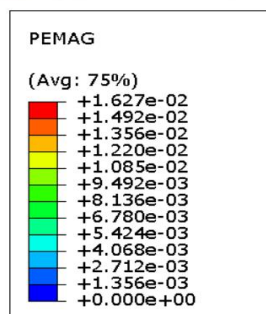
Образец марки 4N5OF



Образец марки 5N1CF



Образец марки 6N3CF



Образец марки 7N5CF

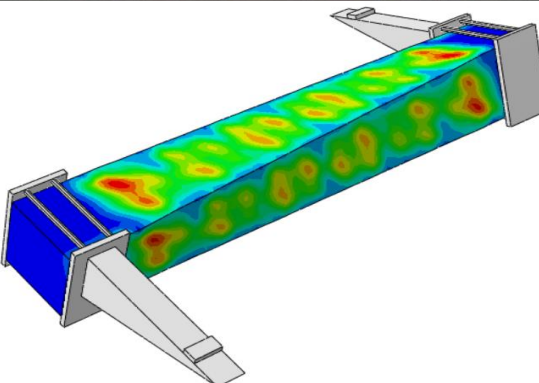
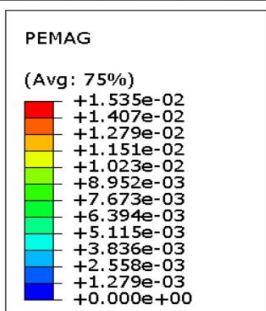
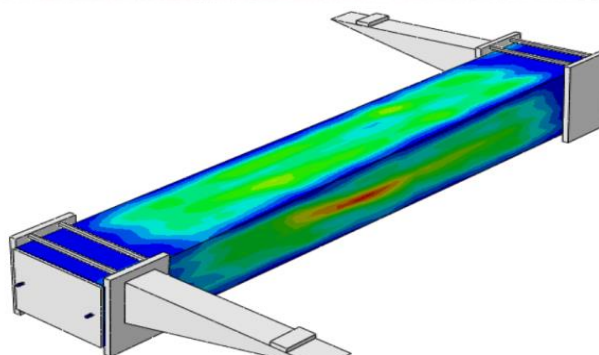
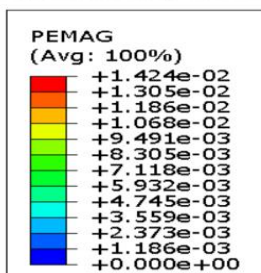
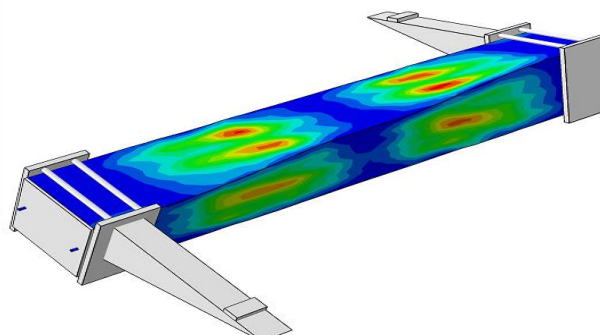
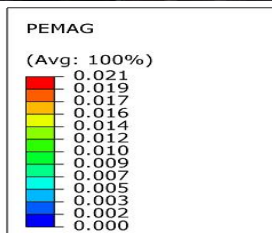
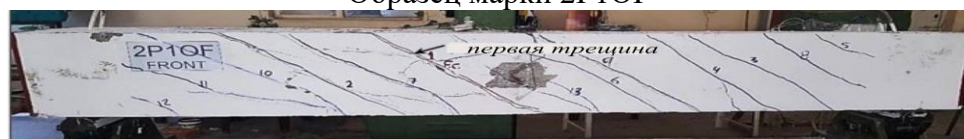


Рисунок 4-6 – Сравнение картины разрушения по результатам экспериментальных и численных исследований (образцы без предварительного напряжения)

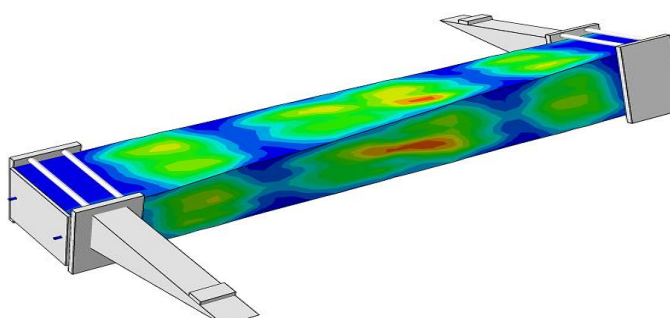
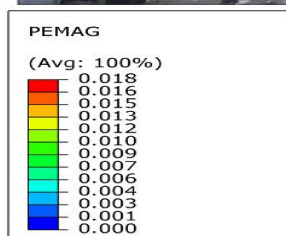
Образец марки 1PR



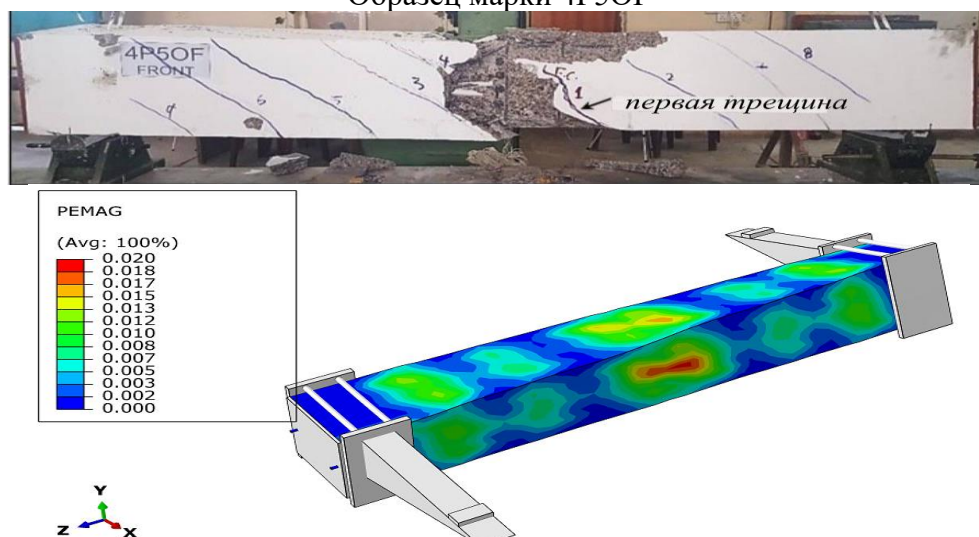
Образец марки 2P1OF



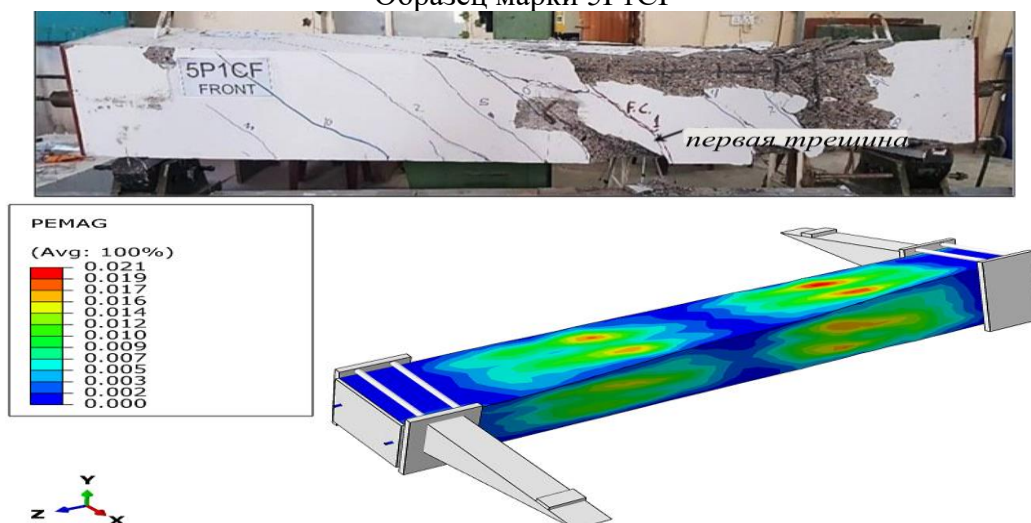
Образец марки 3P3OF



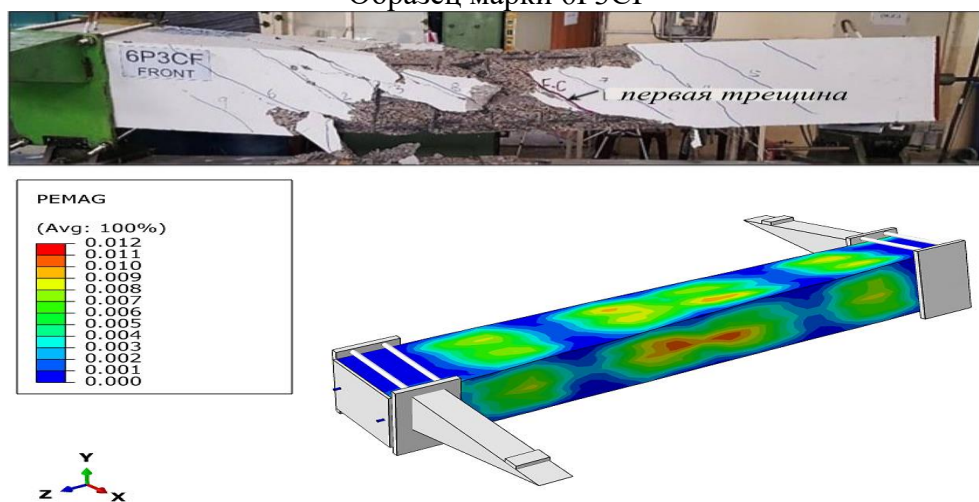
Образец марки 4P5OF



Образец марки 5P1CF



Образец марки 6P3CF



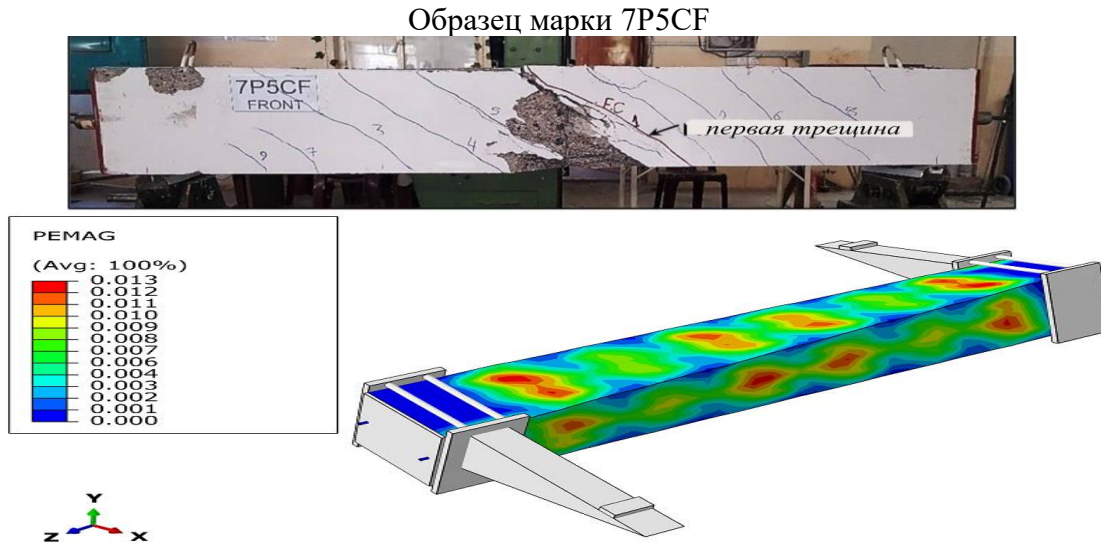


Рисунок 4-7 – Сравнение картины разрушения по результатам экспериментальных и численных исследований (образцы с предварительным напряжением)

4.3. Выводы по четвертой главе

Настоящая глава посвящена использованию нелинейной модели упругопластического деформирования бетона с учетом накопления повреждений в сжатом и растянутом бетоне для моделирования работы исследуемых железобетонных балок, усиленных стальными ребрами жесткости. Для этих целей была использована программа ABAQUS, реализующая метод конечных элементов в форме метода перемещений.

Сравнение разрушающего крутящего момента и угла закручивания, полученных в результате численных расчетов и экспериментальных данных для всех балок, подвергнутых испытанию на кручение, показало хорошую корреляция между полученными значениями. Так, отношение T_{uFE} / T_{uExp} находится в диапазоне от 1,024 до 3,012% для предельных крутящих моментов и $\theta_{uFE} / \theta_{uExp}$ от 1,004 до 5,475% для углов закручивания, соответственно.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате проведенного исследования получены следующие основные выводы и результаты:

1. В результате экспериментальных исследований установлена эффективность использования внутренних каркасных стальных ребер жесткости для усиления железобетонных коробчатых балок в условиях чистого кручения. По сравнению с контрольными образцами нагрузка трещинообразования и предельная нагрузка увеличились, в среднем, на 29,17% и 71,56% в отсутствии предварительного напряжения бетона, и – на 21,99% и 52,72%, соответственно, при его наличии.

2. Установлено влияние количества и типа каркасных стальных ребер жесткости на крутильную жесткость балок. Повышение крутильной жесткости балок напрямую не связано с увеличением количества усиливающих внутренних элементов. Это может быть обусловлено тем, что сопротивление образцов до достижения нагрузки трещинообразования в основном зависит от вклада бетона. При этом предельная нагрузка увеличивается прямо пропорционально количеству усиливающих стальных ребер жесткости. Это может быть обусловлено тем, что несущая способность образца зависит от сопротивления бетона, арматуры и усиливающих элементов приложенной нагрузке.

3. Показано, что при наличии внутреннего усиления предварительное напряжение бетона существенно повышает момент трещинообразования и предельный момент испытанных образцов на кручение. В среднем, увеличение T_{cr} и T_u составило 21,99% и 55,72%, соответственно.

4. Предложена теоретическая зависимость для определения несущей способности предварительно напряженных сталежелезобетонных балок в зависимости от прочности бетона на сжатие, величины предварительного напряжения и коэффициента жесткости элементов усиления, имеющая удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными. На основании регрессионного анализа получено много инвариантное уравнение для определения предельного крутящего момента для рассматриваемого типа балок в зависимости от факторов, учитывающих влияние количества и типа стальных ребер жесткости, предварительного напряжения арматуры. Согласно этому уравнению теоретический предельный крутящий момент, в сравнении с экспериментальными данными, определен с погрешностью от 0,3 до 7%.

5. Выполнены физически нелинейные расчеты рассматриваемых железобетонных балок, усиленных стальными ребрами жесткости, с учетом упругопластического деформирования и накопления повреждений (модель CDP). Отмечено, что в сравнении с экспериментальными данными, по результатам численных расчетов балки имеют более высокий уровень крутильной жесткости. Данное обстоятельство можно объяснить тем, что, с одной стороны, в бетонной матрице имеется множество микротрещин, что связано с процессами усадки бетона при твердении. С другой стороны, в численных расчетах предполагается идеальное сцепление между бетоном, арматурой и ребрами жесткости. Таким образом, возникающий в реальных образцах эффект проскальзывания, приводящий к нарушению совместной работы бетона и армирующих элементов, не учитывается. В целом, полученные в результате численных расчетов результаты показывают хорошую корреляцию с экспериментальными данными (например, в значениях предельных крутящих моментов расхождения составили 1,024%). При этом для всех балок наблюдался характерный для кручения механизм

разрушения из-за образования трещины, начинающейся на поверхности и распространяющейся к ядру балки, с формированием спиралевидной формы.

6. Представлены предложения и рекомендации, которые могут быть положены в основу дальнейших исследований.

Перспективы дальнейшей разработки. Результаты, полученные в настоящей работе, могут служить основой для совершенствования методов расчета бетонных и железобетонных конструкций с учетом трехосного напряжения состояния, а также уточнения критериев прочности, пластичности и ползучести бетона, адекватно представляющие механизмы разрушения бетонных и железобетонных элементов, подверженных как кручению, так и совместному действию сжимающих (растягивающих), изгибных и крутильных нагрузок.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. James K. Wight, and James G. MacGregor "Reinforced concrete: mechanics and design", 6th ed., Pearson, 2012, p 312, 336.
2. Arthur H. Nilson, David Darwin and Charles W. Dolan "Design of Concrete Structures", 14th ed., McGrawHill, 2010, pp 421.
3. Payoshni Mali, Shilpa Kewate, and Savita Lokare,"comparison of Rectangular and Trapezoidal Sections of Post Tensioned Box Girder", International Journal of Scientific and Engineering Research, Vol. 6, Issue 12, December-2015.
4. C. Dale Buckner,"Concrete Design", 2nd ed., Professional Publications 2014. M. S. Shitty,"Concrete Technology; Theory and Practice ", S. Chand and Company L.T.D., 2014.
5. A. M. Neville and J. J. Brooks,"Concrete Technology ", 2nd ed., Pearson 2010.
6. EFNARC, "Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete", European federation to specialist construction chemicals and concrete systems. Association House 99 West Street Farnham Surrey GU9 7EN UK pp.21,
Available at (www.efnarc.org), 2002, 2005.
7. Khalid Heiza, Ahmed Nabil, Nageh Meleka and Magdy Tayel, "State-of-the art review: strengthening of reinforced concrete structures-different strengthening techniques", Sixth Int. Conf. on Nano-Technology in Construction, Egypt, 2014.
8. Bisby J. H. ND Se P. "An introduction to FRP strengthening of concrete structures", ISIS Educational Module 4 pp 1-39, 2002.
9. Alkhrdaji, T. and Thomas J.,"Techniques and Design Considerations for Upgrade of Parking Structures", National Parking Association, 2002.

10. Mohamed abd-Elmoneam Zaky," Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Structures", Thesis for Master Degree, structural engineering department, Faculty of Engineering, Ain Shams University, 2013.
11. Hsu, T.T.C., "Torsion of Structural Plain Concrete Rectangular Sections", American Concrete Institute, Detroit, Special Publication sp 18, pp 203-238, (1968).
12. Mitchell, D., and Collins, M. P., "Diagonal Compression Field Theory: A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion", ACI journal, Proceedings, vol. 71, no. 8, Aug., pp. 396-408, (1974).
13. Bhatt, P. and Ebireri, J. O., "Direct Design Of Beams For Combined Bending And Torsion", Stavebnicky Canopies, Building Journal (Bratislava), vol. 37, no.4 Apr., pp 249–263, in English, ISSN: 0039-078X, Code: STVCA2, (1989).
14. Alnuaimi, A.S, Al-Jabri, K.S, Hago, A., "Comparison Between Solid and Hollow Reinforced Concrete Beams", Materials and Structures, vol.(41), pp269–286, (2008).
15. Bernardo, L.F.A., and Lopes, S. M. R.," Torsion in High-Strength Concrete Hollow Beams: Strength and Ductility Analysis", ACI Structural Journal, pp39, (2009).
16. Namiq, Z. F., "Design of Beam as a Hollow Cross Section by Using Steel Fiber under Pure Torsion", Thesis for Master Degree, structural engineering department, University of Salahaddin, (2012).
17. Bernardo, L.F.A. and Lopes, S.M.R., "Plastic Analysis and Twist Capacity of High-Strength Concrete Hollow Beams under Pure Torsion", Engineering Structures, vol. 49, pp190–201, (2013).
18. Enas, M. Mouwainea, "Experimental Study of Reinforced Concrete Hollow Beams under Torsion", M.Sc thesis, College of Engineering of Al-Mustansiriya University, (2014).

19. R. C. Hibbeler "Mechanics of Materials", 8th ed., Prentice Hall, 2011, pp 421.
20. Rasmussen, L.J. and Baker, G., "Torsion in Reinforced Normal and HighStrength Concrete Beams", ACI Structural Journal, vol. 93, pp. 113-117, (1995).
21. Balasubramanian, K., Bharthkumar, B.H., Krishnamoorthy, T.S. and Parameswaran V.S., "Behavior of SIFCON under Pure Torsion", Journal of Structural Engineering, pp. 37-40, (1997).
22. Ghobarah, A. Ghorbel, M. N. and Chidiac, S. E. , "Upgrading Torsional Resistance of Reinforced Concrete Beams Using Fiber-Reinforced Polymer", Journal of Composite for Construction, vol. (6), no. (4), (2002).
23. Panchacharam, S., and Belarbi, A., "Torsional Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP Composites", Fib Congress, Osaka, Japan, Fib-International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, (2002).
24. Chalioris, C. E., " Behavior Model And Experimental Study For The Torsion Of Reinforced Concrete Members", Department of Civil Engineering, Democritus University of Thrace, Greece, WIT Transactions on The Built Environment, vol. 85, www. witpress.com, ISSN 1743-3509, (2006).
25. Deifalla, A. and Ghobarah, A., "Full Torsional Behavior of RC Beams Wrapped with FRP: Analytical Model", Journal of Composites for Construction, vol. (14), no. (3), pp. 289-300, (2010).
26. Dakhel, R. H., "Effect of the Use of Steel Fibers and Self-compacting Concrete on the Behavior of Reinforced Concrete Beams Subjected to Pure Torsion", M.Sc Thesis, College of Engineering AL-Mustansiriyah University, Baghdad-Iraq, (2012).

28. Ban, S. A., Ali, H. A. and Israa, K. M., " Strengthening of Reinforced Concrete Beams under Combined Torsion and Bending using Carbon Fiber Reinforced Polymer Strips", The Iraqi Journal For Mechanical and Material Engineering, vol. (12), no. (4), (2012).

29. Abdulridha, A. A., "Structural Behavior of Strengthening Reinforced Concrete Beams by Steel Plate Under Pure Torsion", M.Sc Thesis, College of Engineering-AL-Mustansiriyah University, Baghdad-Iraq, (2012).

30. Chhabirani Tudu, "Study of Torsional Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Beams Wrapped with GFRP", M.Sc thesis, College of Engineering, National Institute of Technology, Rourkela, Odisha -769008, India, (2012).

31. M Imran, N Shafiq, I. Akbar, T. Ayub, "A review of RC beams strengthened for flexure, shear and torsion loading", Conference paper June 2012 [https:// www. researchgate.net / publication](https://www.researchgate.net/publication).

32. Prabaghar, A. and Kumaran, G., "Theoretical Study on the Behavior of Rectangular Concrete Beams Reinforced Internally Reinforcements under Pure Torsion", International Journal of Civil and Structural Engineering, vol.3, no.1, pp1-31, (2013).

33. Ra'id, F. A., "Torsional Behavior of Self-Compacting Reinforced Concrete Beams", Ph.D. Thesis, College of Engineering- AL-Mustansiriyah University, Baghdad-Iraq, (2013).

34. Abeer, A. M., Allawi, A. A., and Chai, H. K., "Theoretical Study on Torsional Strengthening of Multi-cell RC Box Girders", World Academy of Science, Engineering and Technology, Internatio Journal of Civil Science and Engineering, vol. (7) no. (2), (2013).

35. Ghaidak Al-Bayati and Riadh Al-Mahaidi, "Torsional strengthening of concrete members using CFRP composites: a state-of-the-art review", Fourth Asia-

Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS 2013) 11-13 December 2013, Melbourne, Australia.

36. Shengqiang Ma, N. Muhamad Bunnori and K. K. Choong, "Behavior of Reinforced Concrete Box Beam Strengthened with CFRP U Wrap Strips Under Torsion", MATEC Web of Conferences 2016.

37. Sandeep Aghara and Tarak Vora, "Experimental and analytical study on torsion behavior of RC beam strengthened with GFRP laminations", International Journal of Advance Engineering and Research Development Volume 4, Issue 4, April -2017 p870-872.

38. Thaer, J. M., Abu Bakar, B. H. Muhamad Bunnori, N., "Torsional Behavior of RC Beams Strengthened by UHPFC Jackets", Middle Technical University, Institute of Technology, Baghdad, Iraq, The First International Conference for Engineering Researches (2017).

39. S B Kandekar and R S Talikoti, "Study of torsional behavior of reinforced concrete beams strengthened with aramid fiber strips", International Journal of Advanced Structural Engineering 10: p 465 – 474, 2018.

40. Ali Aziz and Oday Hashim "Torsional strength evaluation of reinforced SCC box beams strengthened internally by opened and closed transverse concrete diaphragms", Proceeding of 3rd international conference on buildings, construction and environmental engineering Egypt, 2018.

41. Muhammad Hussein Abdallah and Ali Hameed Aziz, "Torsional strength enhancement of reinforced SCC box beams using internal transverse steel bracing technique", International Journal of Engineering and Technology, 2017.

42. Mukhopadhyay, M. and Roy, S.K., "Pure Torsion of Prestressed Flanged Sections", Building and Environment, vol. 14(2), pp. 135- 145, (1979).

43. Narayanan, R. and Kareem-Palanjian, A.S., "Torsion in Prestressed Concrete Beams Containing Steel Fibers", *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, vol. 6(2), pp. 81-91, (1984).

44. Faisal, F. Wafa, Abdul Hasnat and Osama F. Tarabolsi, "Prestressed Fiber Reinforced Concrete Beams Subjected to Torsion", *ACI Structural Journal*, vol. 89, pp. 272-283, (1992).

45. Abd El-Hakim K., Emad, E., Ahmed A., Sabry F., "Torsional Strengthening of RC Box Beams Using External Prestressing Technique",

46. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)*, p-ISSN: 2320-334X, vol. 12, issue 2 ver. VII, pp 30-41, (2015).

47. Santhakumar, R., Dhanaraj, R. and Chandrasekaran E., "Behavior of Retrofitted Reinforced Concrete Beams under Combined Bending and Torsion: A Numerical Study", *Electronic Journal of Structural Engineering*, 7, pp. 1-7, (2007).

48. Barghlame, H. and Lotfollahi-Yaghin, M. A., "Investigating the Capacity of Ultimate Torsion of Concrete Prismatic Beams with Transverse Spiral Bars",

49. *World Academy of Science, Engineering and Technology* 59, pp. 1327-1332, (2011).

50. Al-Sherrawi, M. H. and Shanshal, Z. M., "Torsional Resistance of Reinforced Concrete Girders with Web Openings", *Journal of Engineering*, vol. 22, *University of Baghdad Engineering Journal* 22(2):137-5 February, (2016).

51. MacGregor, J.M. and Ghoneim, M.G. "Design for Torsion." *Structural Journal*, American Concrete Institute, Vol. 92, No. 2, pp. 211-218, (1995). [50] Rahal, K.N. and Collins, M.P. "Simple Model for Predicting Torsional Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Sections." *Structural Journal*, American Concrete Institute, Vol. 93, No. 6, pp. 658-666. (1996).

52. Iraqi Specifications no. (5), "Portland Cement", the Iraqi Central Organization for Standardization and Quality Control, Baghdad-Iraq, (1984). Iraqi

Specifications no. (45), "Aggregates from Natural Sources for Concrete and Building Construction", the Iraqi Central Organization for Standardization and Quality Control, Baghdad-Iraq, (1984).

53. Oday Habeeb Hashim, "Torsional Behavior of Prestressed Self-Compacting Concrete Hollow Beams Strengthened Internally by Diaphragms with Openings ", Ph.D thesis, College of Engineering / Al-Mustansiriya University, (2018).

54. ASTM-C1240-14, "Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures".

55. CONMIX website.

56. ASTM C494 Superplasticizer Specification.

57. Viscocrete-5930-L Properties, according to manufacturer.

58. ASTM-A 370–18, "Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products", Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Material, Philadelphia, Pennsylvania, SA-370 in Section II of that Code, (2018).

59. ASTM-A 416–99, "Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete", Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Material, Philadelphia, Pennsylvania, vol. 01.03, (1999).

60. ACI 237R-07, "Self-Consolidating Concrete", American Concrete Institute, Reported by ACI Committee 237, ppwww.concrete.org, Self-Consolidating Concrete, First Printing, ISBN 0-87031-244-8 ISBN-13: 978-0-87031-244-1, April, (2007).

61. BS1881-116, "British Standards Institute Method for determination of Compressive Strength of Concrete Cubes", London, (1983).

62. ASTM Designation C39-01, "Standard Specification for Testing Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", Annual Book of

ASTM Standards, American Society for Testing and Material, Philadelphia, Pennsylvania, Section 4, vol. (4.02), pp 20-24, 2001.

63. Neville, A. M., "Properties of Concrete", Text book, Professor, University of Leeds, University of Calgary, (1975).

64. ASTM Designation C496-96, "Standard Specification for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens", Annual Book of ASTM

65. Standards, American Society for Testing and Material, Philadelphia, Pennsylvania, Section 4, vol. (4.02), pp 1-4, (1996).

66. ASTM C78-02, "Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading), Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Material, Philadelphia, Pennsylvania, Section 4, vol. (4.02), (2002).

67. ACI 318M-14, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", American Concrete Institute, Michigan, USA, (2014).

68. ASTM Designation C469-02, "Standard specification for Testing Method for Static Modulus of Elasticity and Poison's ratio of Concrete in Compression", Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Material, Philadelphia, Pennsylvania, Section 4, vol. (4.02), pp 236-239, (2002).

69. David Roylance, "Mechanical Properties of Materials", MIT Publications, 2008.

70. John Martin, "Material for Engineering ", 3rd ed., Woodhead Publishing Limited, Cambridge-England. 2006.

71. Thomas T. C. Hsu and Y. L. Mo, "Unified Theory of Concrete", 1st ed., John Willey and Sons Ltd., 2010.

72. Moaveni S., (1999). 'Finite Element Analysis', Theory and Application with ANSYS, Upper Saddle River, New Jersey, U.S.A ABAQUS/Standard (2019). User's Manual, Ver. 2019, Hibbitt, Karlson and Sorensen, Inc.

73. ABAQUS/Standard (2019). User's Manual, Ver. 2019, Hibbitt, Karlson and Sorensen, Inc.

74. J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller and E. Onate, (1986), 'A Plastic-Damage Model for Concrete', International Journal of Solids and Structures, Vol. 25, No. 3, PP.299-326.

75. Jeeho Lee and Gregory L. Fenves, (1998), 'Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures', Journal of Engineering Mechanics, August, Vol. 124, No. 8, PP.892-900.

76. Kachlakev, D. I., Miller, T. H., Potisuk, T., Yim, S. C., & Chansawat, K. (2001). 'Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates' (No. FHWA-OR-RD-01-XX). Oregon. Dept. of Transportation. Research Group.

77. EFNARC, "Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete", European federation to specialist construction chemicals and concrete systems. Association House 99 West Street Farnham Surrey GU9 7EN UK pp.21

78. ABAQUS/Standard (2019). User's Manual, Ver. 2019, Hibbitt, Karlson and Sorensen, Inc. 2019.

79. Abeer, A. M., Allawi, A. A., and Chai, H. K., "Theoretical Study on Torsional Strengthening of Multi-cell RC Box Girders", World Academy of Science, Engineering and Technology, Internatio Journal of Civil Science and Engineering, vol. (7) no. (2), (2013).

80. Ali Aziz and Oday Hashim "Torsional strength evaluation of reinforced SCC box beams strengthened internally by opened and closed transverse concrete diaphragms", Proceeding of 3rd international conference on buildings, construction and environmental engineering Egypt, 2018.

81. Muhammad Hussein Abdallah and Ali Hameed Aziz, "Torsional strength enhancement of reinforced SCC box beams using internal transverse steel bracing

technique", International Journal of Engineering and Technology, 2017. [42] Mukhopadhyay, M. and Roy, S.K., "Pure Torsion of Prestressed Flanged Sections", Building and Environment, vol. 14(2), pp. 135- 145, (1979).

82. EFNARC, "Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete", European federation to specialist construction chemicals and concrete systems. Association House 99 West Street Farnham Surrey GU9 7EN UK pp.21

83. ABAQUS/Standard (2019). User's Manual, Ver. 2019, Hibbitt, Karlson and Sorensen, Inc. 2019.

84. Травуш В.И., Коуэн Г.Д. Кручение в обычном и предварительно напряженном железобетоне. – М., 1972– 104 с.

85. Каприелов С. С., Шейнфельд А. В., Дондуков В. Г. Цементы и добавки для производства высокопрочных бетонов // Строительные материалы. 2017. № 11. С. 4-10.

86. Демьянов А.И., Колчунов В.И., Сальников А.С., Михайлов М. М. Расчетные модели статико-динамического деформирования железобетонной конструкции при кручении с изгибом в момент образования пространственной трещины // Строительство и реконструкция. 2017. №3 (71). С. 13-22.

87. Iakovenko I., Kolchunov VI. The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states // Journal of Applied Engineering Science. 2017. Vol. 3. Pp. 366-375.

88. Карпенко Н.И., Колчунов В.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А.В. Результаты экспериментальных исследований конструкций квадратного и коробчатого сечений из высокопрочного бетона при кручении с изгибом. Строительство и реконструкция. 2018;(6):32-43.

89. K. Heiza, a. Nabil, n. Meleka, and m. Tayel, "State-of-the art review: strengthening of reinforced concrete structures-different strengthening techniques",

In proceeding of the 6th international conference on nano-technology in construction (NTC2014). (Egypt, 2014). pp.22–24.

90. A. E. Khalil, E. Etman, A. Atta, and S. Fayed, Torsional strengthening of RC box beams using external prestressing technique. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)*. 12(2): 30–41. (2015).

91. Chai HK, Majeed AA, Allawi AA (2015) Torsional analysis of multicell concrete box girders strengthened with CFRP using a modified softened truss model. *Journal of Bridge Engineering* 20.

92. Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete, European federation dedicated to specialist construction chemicals and concrete systems, Switzerland, 2015.

93. S. Ma, N. M. Bunnori, and K. K. Choong, "Behavior of reinforced concrete box beam strengthened with CFRP U-Wrap strips under torsion", In *MATEC Web of Conferences*. (EDP Sciences, 2016). pp.1–8.

94. Nina S, Folic R (2016) Comparative analysis of modal responses for reinforced concrete (RC) straight and curved bridges. 9th International Conference on Bridges in Danube Basin. Zilina, Slovakia: Elsevier B.V. Netherlands.

95. Ren Y, Cheng W, Wang Y, et al. (2017) Distortional analysis of simply supported box girders with inner diaphragms considering shear deformation of diaphragms using initial parameter method. *Engineering Structures* 145: 44–59.

96. Xie WX, Zhao TS, Wang HW, et al. (2017) Construction techniques used to automatically pass standard box girders through special passenger-line tunnels. *Journal of Construction Engineering and Management* 143.

97. Yoon K, Kim DN, Lee PS (2017) Nonlinear torsional analysis of 3D composite beams using the extended St. Venant solution. *Structural Engineering & Mechanics* 62: 33–42.

98. M. H. Abdallah, and A. H. Aziz, Torsional strength enhancement of reinforced SCC box beams using internal transverse steel bracing technique. *International Journal of Engineering & Technology*. 7: 299–306, (2018).

99. M. H. Abdallah, and A. H. Aziz, "Experimental and finite element analysis of torsional behavior of internally-strengthened RC box beams using steel bracings technique", *Global Journal of Engineering Science and Research Management*. 5: 1–16. (2018).

100. A. H. Aziz, and O. H. Hashim, "Torsional strength evaluation of reinforced scc box beams strengthened internally by opened and closed transverse concrete diaphragms", In *MATEC Web of Conferences*. (EDP Sciences, 2018). pp. 65–73.

101. JTG3362 (2018) Specifications for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridges and Culverts. Beijing, China: Chinese Standard.

102. ASTM 114-18; Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement. ASTM International: West Conshohocken, PA, USA, 2018.

103. ASTM C150/C150M-18; Standard Specification for Portland Cement. ASTM International: West Conshohocken, PA, USA, 2018. 24.

104. S. H. Muhammed, and A. H. Aziz, "Using internal framed steel stiffening ribs as an alternative technique for torsional strengthening of RC box beams," in *3rd International Conference on Engineering Sciences* 4–6 November 2019, Kerbala, Iraq, (IOP Publishing LTD, Egypt, 2020). pp. 1–15.

105. ABAQUS/Standard. (2019), Dassault Systemes Simulia Corp.

106. A. H. Moatt, and A. H. Aziz, Localized torsional strengthening technique for RC box beams with transverse openings. *Journal of Engineering and Sustainable Development*. (Special issue): 101–118. (2020).

107. H. Moatt, and A. H. Aziz, Torsional behavior of RC box beams with web opening using near opening strengthening technique (NOST). *Jour of Adv Research in Dynamical & Control Systems*. 12(4): 436–450. (2020)

108. Agarwal P, Pal P, Mehta PK (2020) Parametric study on skew-curved RC box-girder bridges. *Structures* 28: 380–388.

109. Zhang Z, Tang Y, Li J, et al. (2020) Torsional behavior of box-girder with corrugated web and steel bottom flange. *Journal of Constructional Steel Research* 167: 105855.

110. Zheng X, Li W, Huang Q, et al. (2021) Finite element modeling of steel-concrete composite beams with different shear connection degrees. *International Journal of Steel Structures* 21: 381–391.

111. Mures, J.K.; Ahmed, M.A.; Chkheiw, A.H. Torsional Behavior of High Strength Concrete Members Strengthened by Mixed Steel Fibers. *J. Eng.* 2021, 2021, 5539623. [CrossRef] 23.

112. X. Chen, Z. Wang, X. Li, Y. Leng, K. A. Harries, and Q. Xu, "Torsional strengthening using carbon fiber reinforced polymer of reinforced concrete beams subject to combined bending, shear and torsion," *Advances in Structural Engineering*, vol. 26, no. 2, pp. 272–286, Sep. 2022. DOI: <https://doi.org/10.1177/13694332221124624>

113. R. N. Abood and K. S. Abdul-Razzaq, "A review of previous studies on reinforced concrete box girders," *AIP Conference Proceedings*, vol. 3051, no. 1, Feb. 2024, Art. no. 100022. DOI: <https://doi.org/10.1063/5.0191612>

114. N. M. Altwair, A. G. Abuzgaia, A. M. Alsharif, L. S. Sryh, S. E. A. Abdulsalam, and K. A. Swalem, "Assessing the Effects of Libyan Iron Slag on Self-Compacting Concrete Characteristics," *Engineering, Technology & Applied Science Research*, vol. 15, no. 1, pp. 19589–19595, Feb. 2025. DOI: <https://doi.org/10.48084/etasr.9337>

115. Тимошенко, С.П. Сопротивление материалов / С.П. Тимошенко. – том 1: – М.: Издательство «Наука», 1965. - 364 с.

116. Варвак, П.М. Метод конечных элементов / П.М. Варвак, И.М. Бузун, А.С. Городецкий, В.Г. Пискунов, Ю.Н. Толокнов, Под ред. П.М. Варвака. - Киев: Головное издательство издательского объединения "ВИЩА ШКОЛА", 1981. 176 с.

117. Torsional Behavior of RC Beams with Transverse Openings Strengthened by Near Surface Mounted-Steel Wire Rope Subjected to Repeated Loading Tikrit Journal of Engineering Sciences 2022-12-25 | Journal article DOI: 10.25130/tjes.29.4.9 Contributors: Israa Kh. Jasim; Mazin B. Abdulrahman; Muyasser M. Jomaa'h; Belal Alsubari; Hayder Saadoon Abdulaali; Shagea Alqawzai

118. Mohammed, T. J., Bakar, B. A., & Bunnori, N. M. “Torsional improvement of reinforced concrete beams using ultra high-performance fiber reinforced concrete (UHPFC) jackets–experimental study”. Construction and Building Materials, 106, 533-542. (2016). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.160>

119. Kandekar, S. B., & Talikoti, R. S. “Torsional behaviour of reinforced concrete beam wrapped with aramid fiber”. Journal of King Saud University-Engineering Sciences, 31(4), 340-344. (2019)). <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2018.02.001>

120. Deifalla, A., & Ghobarah, A. J. J. O. C. F. C. “Full torsional behavior of RC beams wrapped with FRP: Analytical model”. Journal of Composites for Construction, 14(3), 289-300. (2010). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000085](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000085)

121. Jing, M., Raongiant, W., & Li, Z. “Torsional strengthening of reinforced concrete box beams using carbon fiber reinforced polymer”. Composite Structures, 78(2), 264-270. (2007)). <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2005.10.017>

122. Zojaji, A. R., & Kabir, M. Z. “Analytical approach for predicting full torsional behavior of reinforced concrete beams strengthened with FRP materials”. *Scientia Iranica*, 19(1), 51-63.2012)). <https://doi.org/10.1016/j.scient.2011.12.004>
123. Lopes, S. M. R., & Bernardo, L. F. A. “Twist behavior of high-strength concrete hollow beams–formation of plastic hinges along the length”. *Engineering Structures*, 31(1), 138-149.2009)). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.08.003>
124. Ju, H., Lee, D., Kim, J. R., & Kim, S. K. “Maximum torsional reinforcement ratio of reinforced concrete beams”. *Structures*, 23, 481-493. 2020)). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.09.007>
125. Zhu, Y., Wan, S., Shen, K., Su, Q., & Huang, M. “Experimental and numerical study on the nonlinear performance of single-box multi-cell composite box-girder with corrugated steel webs under pure torsion”. *Journal of Constructional Steel Research*, 168, 106005.2020)). <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106005>
126. Soluit, A. K., Motawea, M. A., El-Sayed, K. M., & Shalaby, S. H. “Torsional behavior of RC beams strengthened with fiber reinforced polymer sheets”. *Engineering Research Journal*, 114, 102-119.2007)).
127. Ragab, K. S., & Eisa, A. S. “Torsion behaviour of steel fibered high strength self compacting concrete beams reinforced by GFRP bars”. *International Journal of Civil Science and Engineering*, 7(9), 218-228.2013)).
128. Ahmed, A. S., Rasheed, L. S., & Abdulredha, A. A. “Effect of Spacing between Shear Connectors on the Behavior of Composite Concrete Steel Beams under Pure Torsion”. *Journal of Engineering and Sustainable Development*, 19(6), 223-233. 2015)). <https://jeasd.uomustansiriyah.edu.iq/index.php/jeasd/article/view/792>
129. Al-Hassani, H. M., Al-Abasi, J. S., & Al-Saraj, W. K. “Behavior of RC T-Beam Hollow and Solid Section with Reactive Powder Concrete under Pure

Torsion”. Journal of Engineering and Sustainable Development, 19(2), 109-122. (2015). <https://jeasd.uomustansiriyah.edu.iq/index.php/jeasd/article/view/808>

130. El-HakimKhalil, A., Etman, E., Atta, A., & Fayed, S. “Torsional strengthening of RC box beams using external prestressing technique”. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering, 12(2), 30-41. (2015)). <https://doi.org/10.9790/1684-12273041>

131. Abdo, T., & Mabrouk, R. “Effect of web openings on the structural behavior of RC beams subjected to pure torsion”. In MATEC Web of Conferences (Vol. 120, p. 01007). EDP Sciences. (2017)). <https://doi.org/10.1051/mateconf/201712001007>

132. Atea, R. S. “Torsional behavior of reinforced concrete T-beams strengthened with CFRP strips”. Case studies in construction materials, 7, 110-117. (2017)). <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2017.03.002>

133. Alamli, A. S., Mehdi, H. A., & Ahmed, R. H. Torisional behaivore of reactive powder concrete t-beam with web opening. Journal of Engineering and Sustainable Development, 21(3), 72-86. (2017). <https://jeasd.uomustansiriyah.edu.iq/index.php/jeasd/article/view/535>

134. Kandekar, S. B., & Talikoti, R. S. “Study of torsional behavior of reinforced concrete beams strengthened with aramid fiber strips”. International Journal of Advanced Structural Engineering, 10(4), 465-474. (2018). <https://doi.org/10.1007/s40091-018-0208-y>

135. Abdullah, M. D. “Behavior of Hollow and Solid Section of Reinforced Concrete Beams under Pure Torsion Strengthened by Steel Fiber”. Journal of University of Babylon for Engineering Sciences, 26(9), 344-355. (2018)). <https://www.journalofbabylon.com/index.php/JUBES/article/view/1769>

136. Hadhood, A., Gouda, M. G., Agamy, M. H., Mohamed, H. M., & Sherif, A. Torsion in concrete beams reinforced with GFRP spirals. *Engineering Structures*, 206, 110174. (2020). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110174>

137. Kim, M. J., Kim, H. G., Lee, Y. J., Kim, D. H., Lee, J. Y., & Kim, K. H. “Pure torsional behavior of RC beams in relation to the amount of torsional reinforcement and cross-sectional properties”. *Construction and Building Materials*, 260, 119801. (2020). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119801>

138. Ayoub H, M. Proposed Technique to Enhance Torsional Capacity of Reinforced Concrete Box Beams with Web Opening. Thesis in Civil Engineering, Al-mustansiriyah university, Baghdad, Iraq. (2020).

139. Muhammed, S. H., & Aziz, A. H. Torsion enhancement of reinforced self-compacting concrete box beams using internal framed steel stiffening ribs. *Journal of Engineering and Sustainable Development*, 24(4), 89-103. (2020). <https://doi.org/10.31272/jeasd.24.4.10>

140. Lee, J. Y., Haroon, M., Shin, D., & Kim, S. W. Shear and torsional design of reinforced concrete members with high-strength reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 147(2), 04020327. (2021). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002887](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002887)

141. Mahdi, M. S., & Mohaisen, S. K. Behavior of steel fiber self-compacting concrete hollow deep beams under torque. *Journal of Engineering and Sustainable Development*, 25(3), 22-33. (2021). <https://doi.org/10.31272/jeasd.25.3.3>

142. Abdullah, M. D., & Abodi, J. T. Effect of stirrup, longitudinal reinforcement and steel fibers ratios on the torsional behavior of high strength concrete beams. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences (PEN)*, 10(4), 5-17. (2022).

143. Ibrahim, A., Askar, H. S., & El-Zoughiby, M. E. Torsional behavior of solid and hollow concrete beams reinforced with inclined spirals. *Journal of King*

Saud University-Engineering Sciences, 34(5), 309-321. (2022). <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2020.10.008>

144. Said, M., Salah, A., Erfan, A., & Esam, A. Experimental analysis of torsional behavior of hybrid fiber reinforced concrete beams. *Journal of Building Engineering*, 71, 106574.(2023)). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.106574>

145. Ahmed S, T. Torsional Capacity of Minimum Reinforced Concrete Beams Corroborative with Local Steel Slag. Thesis in Civil Engineering, Al-mustansiriyah university, Baghdad, Iraq. (2023).

146. Nitesh, K. S., Rao, S. V., & Kumar, P. R. An experimental investigation on torsional behaviour of recycled aggregate based steel fiber reinforced self compacting concrete. *Journal of Building Engineering*, 22, 242-251. (2019)). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2018.12.011>

147. Abeer, A. M., Allawi, A. A., & Chai, H. K. Theoretical study on torsional strengthening of multi-cell RC box girders. *World Acad. Sci. Eng. Tech. Int. J. Civil Envir. Struct. Constr. Arch. Eng*, 7(2), 115-122.(2013)).

148. Hosseini, M., Ashrafi, H. R., Beiranvand, P., & Ghanbari, B. Nonlinear analysis of torsion in reinforced concrete members after developing initial crack. *Indian Journal of Science and Technology*, 9(7), 1-17.(2016)).

149. Case, J., Chilver, A. H., Ross, C. T. F. *Strength of Materials and Structures*, 4th Edition, Arnold, London, co-published by John Wiley & Sons Inc., New York. (1999).

150. ACI 318-19, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American concrete Institute, Michigan, USA, (2019).

151. Mashhour, G., and Mahmoud, E., *Design of Reinforced Concrete Structures*, 2nd Edition, Egypt, Cairo, Published by AL-Balagh Publishing Company, pp.327-334. (2008).

152. Hanan R, D. Behavior of Reinforced Reactive Powder Concrete Beams Under Combined Effects of Torsional and Bending Moments. Thesis in Civil Engineering, Al-Mustansiriyah university, Baghdad, Iraq. (2024).

153. Al-Khafaji, J., Al-Shaarbaf, I., & Ra'id, F. A. Reinforced Self-Compacting Concrete Beams under Torsion. *Journal of Engineering and Sustainable Development*, 20(2), 82-99. 2016)). <https://jeasd.uomustansiriyah.edu.iq/index.php/jeasd/article/view/659>

154. Jabbar, S., Hejazi, F., & Mahmood, H. M. Effect of an opening on reinforced concrete hollow beam web under torsional, flexural, and cyclic loadings. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 13(8), 1576-1595. 2016)). <http://dx.doi.org/10.1590/1679-78252629>

155. Khuzaie, H. M. A. A., & Atea, R. S. Investigation of torsional behavior and capacity of reactive powder concrete (RPC) of hollow T-beam. *Journal of Materials Research and Technology*, 8(1), 199-207. 2019)). <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2017.10.008>

156. Haroon, M., Koo, S., Shin, D., & Kim, C. Torsional behavior evaluation of reinforced concrete beams using artificial neural network. *Applied Sciences*, 11(10), 4465.2021)). <https://doi.org/10.3390/app11104465>

157. Majed, M. M., Tavakkolizadeh, M., & Allawi, A. A. Finite element analysis of rectangular RC beams strengthened with FRP laminates under pure torsion. *Structural Concrete*, 22(4), 1946-1961. 2021)). <https://doi.org/10.1002/suco.202000291>

158. Mohammed, T. J., Breesem, K. M., & Hussein, A. F. Numerical analysis of torsional reinforcement of concrete beams in unconventional by ANSYS software. *Civil Engineering Journal*, 9(1), 41-51. 2023)). <http://dx.doi.org/10.28991/CEJ-2023-09-01-04>

159. Kumar, A., Mohan, M., Rajesh, D. V. S. P., & Kulkarni, P. Behaviour of fibre reinforce concrete beam in pure torsion. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 4(5), 551-556. (2015).

160. McCormac, C. J., and Brown, H. R., *Design of Reinforced Concrete*-9th Edition, USA, Published by Wiley & Sons, Inc., Hoboken, pp.463-468, (2016).

161. Sahib, B., Aziz, A. H., & Muhsen, I. K. Strengthening of reinforced concrete beams under combined torsion and bending using carbon fiber reinforced polymer strips. *Iraqi J Mech Mater Eng.*, 2(4), 754-769. (2012).

162. Eisa, A. S., & Ragab, K. S. “Behaviour of steel fiber reinforced high strength self-compacting concrete beams under combined bending and torsion”. *International Journal of Civil & Structural Engineering*, 4(3), 315-331. (2014)). <https://doi.org/10.6088/ijcser.201304010031>

163. Aziz, A. H., & Hashim, O. H. Torsional strengthening of prestressed self compacting concrete box beams using internal transverse concrete diaphragms technique. *Journal of Engineering and Sustainable Development*, 21(5), 129-143. (2017)). <https://jeasd.uomustansiriyah.edu.iq/index.php/jeasd/article/view/525>

164. Hsu, T.T.C., and Mo, Y.L. Softening of Concrete in Torsional Members-Theory and Tests, *ACI Journal, Proceedings Vol. 82*, May-June, 290-303, (1985).

165. Koutchoukali, N.E., and Belarbi, A. Torsion of High-Strength Reinforced Concrete Beams and Minimum Reinforcement Requirement, *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 4, pp. 469-462. (2001).

166. Fang, I.K., and Shiau, J.K. Torsional Behavior of Normal- and High-Strength Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 3, pp. 304-313. (2004).

167. British Standards Institution. BS EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. London: BSI. (2004).

168. Avinash, S.P. and Parekar, R.S. Steel fiber reinforced concrete beams under combined torsion-bending-shear, *J. Civil Eng. (IEB)*, 38(1), 31-38. (2010).

169. Standard, A. A. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11). In American Concrete Institute.2011

170. Rahal, K. N. Torsional strength of normal and high strength reinforced concrete beams. *Engineering structures*, 56, 2206-2216. (2013). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.09.005>

171. Prabaghar, A., & Kumaran, G. Theoretical study on the behaviour of rectangular concrete beams reinforced internally with GFRP reinforcements under pure torsion. *Journal of Computations & Modelling*, 3(1), 1-31.2013)

172. Makhoulf, M. H. Torsional behavior of RC beams with opening using (CFRP-GFRP-Steel) stirrups. *Advances in Research*, 8(3), 1-10. 2016)). <https://doi.org/10.9734/AIR/2016/30247>

173. Zhou, J., Shen, W., & Wang, S. Experimental study on torsional behavior of FRC and ECC beams reinforced with GFRP bars. *Construction and Building Materials*, 152, 74-81. (2017). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.131>

174. Amin, A., & Bentz, E. C. Strength of steel fiber reinforced concrete beams in pure torsion. *Structural concrete*, 19(3), 684-694. 2018)). <https://doi.org/10.1002/suco.201700183>

175. Joh, C., Kwahk, I., Lee, J., Yang, I. H., & Kim, B. S. Torsional Behavior of High-Strength Concrete Beams with Minimum Reinforcement Ratio. *Advances in Civil Engineering*, 2019(1), 1432697. 2019)). <https://doi.org/10.1155/2019/1432697>

176. Canadian Standards Association (CSA). Design of concrete structures (CSA A23.3-19). CSA Group. (2019).

177. Xin, Z., Jianyang, X., Rui, R., & Linlin, M. Test on pure torsion behavior of channel steel reinforced concrete beams. *Journal of Building Engineering*, 44, 102967. (2021). <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102967>

178. European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1). Brussels, Belgium: CEN. (2004).

179. AS3600, Australian Standard, Concrete Structures, AS3600-2001, Sydney, Australia. (2001).

180. TS500, Requirements for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures, Turkish Standards Institute, Ankara, Turkey. (2000).

181. Waryosh, W. A., Al-Maliki, H. N., & Munaa, E. M. Torsional behavior of reinforced concrete hollow core beams. *Journal of Engineering and Sustainable Development*, 19(2), 72-88. (2015). <https://jeasd.uomustansiriyah.edu.iq/index.php/jeasd/article/view/806>

182. Behera, G. C., Rao, T. G., & Rao, C. B. K. Torsional behaviour of reinforced concrete beams with ferrocement U-jacketing—Experimental study. *Case Studies in Construction Materials*, 4, 15-31. (2016)). <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2015.10.003>

183. Mohamed, H. M., & Benmokrane, B. Reinforced concrete beams with and without FRP web reinforcement under pure torsion. *Journal of Bridge Engineering*, 21(3), 04015070. (2016). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000839](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000839)

184. Aziz, A., & Hashim, O. Torsional strength evaluation of reinforced SCC box beams strengthened internally by opened and closed transverse concrete diaphragms. In *MATEC Web of Conferences* (Vol. 162, p. 04009). EDP Sciences. (2018)). <https://doi.org/10.1051/mateconf/201816204009>

185. Mohaisen, S. K. Experimental study of continuous RC beams strengthened with CFRP fabrics under torsion. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCET)*, 10(01). (2020).

186. Kim, M. J., Kim, H. G., Lee, Y. J., Kim, D. H., Lee, J. Y., & Kim, K. H. Pure torsional behavior of RC beams in relation to the amount of torsional reinforcement and cross-sectional properties. *Construction and Building Materials*, 260, 119801. (2020). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119801>

187. Rasheed, M. M. The effect of sifcon on torsional behavior of reinforced concrete beams. *Journal of Engineering and Sustainable Development*, 26(4), 52-62. (2022). <https://doi.org/10.31272/jeasd.26.4.6>

188. El-Mandouh, M. A., Hu, J. W., Shim, W. S., Abdelazeem, F., & ELSamak, G. Torsional improvement of RC beams using various strengthening systems. *Buildings*, 12 (11), 1776. (2022). <https://doi.org/10.3390/buildings12111776>

189. SULTAN, W., & ZGHAIR, L. Structural behavior of RPC beams subjected to flexural and torsional effects. *Al-Rafidain Journal of Engineering Sciences*, 147-164. (2024). <https://doi.org/10.61268/a864kh46>.

190. Mahdi, H. M. Behavior of High Strength Self Compacted Hollow Section Reinforced Concrete Beams under Pure Torsion. *Tikrit Journal of Engineering Sciences*, 22(1), 9-23. (2015). <https://doi.org/10.25130/tjes.22.1.02>

191. Abdallah, M. H., & Aziz, A. H. Torsional strength enhancement of reinforced SCC box beams using internal transverse steel bracing technique. *International Journal of Engineering & Technology*, 7(4), 299-306. (2018).

192. Aziz, A. H., & Abdallah, M. H. Using internal in-plane k-shape steel bracing as a simple strengthening technique for RC box beams failed in torsion. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 1076, No. 1, p. 012092). IOP Publishing. (2021).

193. Hanan Reyadh Delphi, WISAM H. SULTAN , LUMA A. ZGHAIR, Structural behavior of RPC beams subjected to flexural and torsional effects , Al-Rafidain Journal of Engineering Sciences: Al-Rafidain Journal of Engineering Sciences Vol.2 Issue 1 (2024)

194. Anwar Ja'afar Mohamed Jawad, Anjan Biswas, Solutions of Resonant Nonlinear Schrödinger's Equation with Exotic Non-Kerr Law Nonlinearities , Al-Rafidain Journal of Engineering Sciences: Al-Rafidain Journal of Engineering Sciences Vol.2 Issue 1 (2024)