ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «ЮЖНО-УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ (НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ)» ФГАОУ ВО «ЮУрГУ (НИУ)

ТАДЖИКСКИЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ ИМЕНИ АКАДЕМИКА М.С. ОСИМИ

УДК 624.012.45 *На правах рукописи*

ШАРИФОВ Абубакр Хайдарович

ИССЛЕДОВАНИЕ ОБЛЕГЧЕННЫХ ПЛИТ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Д И С С Е Р Т А Ц И Я

на соискание ученой степени

кандидата технических наук по специальности

05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Научные руководители:

доктор технических наук, профессор

Ивашенко Юлий Алексеевич

кандидат технических наук, доцент

Рахмонзода Ахмаджон Джамолидин

Душанбе - 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

		Стр.
	СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ……	5
	УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ……	6
	ВВЕДЕНИЕ……	7
	ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ……...	10
Глава 1.	**СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ.....**	14
1.1.	Комбинированные плиты в зарубежном строительстве……	14
1.2.	Рационализация конструктивной схемы зданий за счет применения облегченных плит перекрытия……	23
1.3.	Применение композитной арматуры для армирования бетонных конструкций……..	25
1.3.1	Обзор экспериментально-теоретических исследований прочности и деформативности бетонных элементов, армированных композитной арматурой……...	25
1.3.2.	Практическое применение композитной арматуры в бетонных конструкциях…….	31
1.4.	Анализ известных конструктивных решений, обоснование выбора темы исследований …….....	35
1.5.	Выводы по главе 1.....	41
Глава 2.	**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОБЛЕГЧЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ПЛИТ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ (ОПКА)..**	43
2.1.	Цель и задачи экспериментального исследования…….	43
2.2.	Параметры опытных образцов……..	44
2.3.	Методика изготовления опытных образцов…….	47
2.3.1.	Арболитовые блоки……	48
2.3.2.	Стальная и композитная арматура ...……	50
2.4.	Методика проведения экспериментальных работ……..	51
2.5.	Результаты экспериментальных исследований……...	54
2.5.1.	Результаты испытаний контрольных кубов……	55
2.5.2.	Результаты испытаний арболитовых блоков……..	56
2.5.3.	Результаты испытаний композитных арматур……	57
2.6.	Результаты испытаний опытных образцов……..	58

2.6.1. Характер трещинообразования и ширина раскрытия трещин……. 58
2.6.2. Прогибы плит опытных образцов…… 65
2.6.3. Краевые деформации в нормальных сечениях опытных образцов плит……. 70
2.6.4. Вид разрушения……. 74
2.7. Анализ экспериментальных данных и облегченных железобетонных плит с комбинированным армированием... 77
2.7.1. Влияние замены металлической арматуры на стеклопластиковую…… 78
2.7.2. Влияние изменения прочности бетона…… 80
2.7.3. Влияние изменения процента армирования металлической и стеклопластиковой арматуры…… 82
2.7.4. Влияние изменения расположения арматуры……. 84
2.8. Выводы по главе 2…… 86
Глава 3. КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОБЛЕГЧЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ПЛИТ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ (ОПКА)……... 91
3.1. Цель и задачи компьютерного моделирования……... 91
3.2. Конечно-элементный анализ…….. 92
3.3. Геометрические и физические параметры конечно-элементной модели……. 93
3.4. Компьютерная модель элементов образца…….. 96
3.5. Расчет модели облегченной плиты с комбинированным армированием……. 99
3.6. Сравнение модели и результата экспериментов……. 102
3.7. Выводы по главе 3…… 105
Глава 4. МЕТОДИКА РАСЧЕТА ОБЛЕГЧЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ПЛИТ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ (ОПКА)…….. 107
4.1. Методика расчета облегченных плит с комбинированным армированием……. 108
4.1.1. Полосовое разрушение…….. 109
4.1.2. Смежный излом…….. 110
4.2. Расчеты по предельным состояниям второй группы……. 111

4.2.1. Расчет по образованию и раскрытию трещин……. 111
4.2.2. Расчет по деформациям……. 115
4.3. Сравнение методики расчёта с результатами опытов…… 118
4.3.1. Сравнение по несущей способности…… 118
4.3.2. Сравнение по образованию трещин……. 120
4.3.3. Сравнение по раскрытию трещин…… 121
4.3.4. Сравнение по деформации…… 122
4.4. Выводы по главе 4…… 123
ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ……. 124
РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРАКТИЧЕСКОМУ ИСПОЛЬЗОВАНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ…… 125
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК……... 125
ПРИЛОЖЕНИЕ 1…….. 141
ПРИЛОЖЕНИЕ 2……... 142
ПРИЛОЖЕНИЕ 3…….. 143

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ

ААК – арматура арамидная композитная

АБК – арматура базальтопластиковая композитная

АСК – арматура стеклопластиковая композитная

АКК – арматура комбинированная композитная

АУК – арматура углепластиковая композитная

БН – балка неразрезная

БТ – балка традиционная

КЭ – конечный элемент

МКЭ – метод конечных элементов

НДС – напряженно-деформированное состояние

НКА – неметаллическая композитная арматура

ПК – программный комплекс

CFRP – углепластиковая арматура

FRP – пластиковая арматура

GFRP – стеклопластиковая арматура

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

a_{crc} – ширина раскрытия трещины;

$a_{crc,ult}$ – предельная ширина раскрытия трещины;

A_{red}, $A_{red,net}$ – соответственно приведённая площадь целого сечения и сечения с трещиной;

A_s, a_s – площадь сечения арматуры и защитный слой бетона;

B – класс бетона по прочности на сжатие;

b, h – размеры поперечного сечения стержня;

E_b – начальный модуль деформаций бетона;

E_{red} – приведённый модуль деформации железобетонного сечения;

E_s – модуль деформации стальной арматуры;

E_f – модуль деформации композитной арматуры;

f, f_{ult}– расчётный и предельно допустимый прогиб балки;

I_{red}, $I_{red,net}$ – соответственно момент инерции приведённого сечения без трещины и с трещиной;

M – изгибающий момент;

M_{crc} – момент образования трещин;

R_b – призменная прочность бетона на сжатие;

$R_{bt,}$ –прочность бетона на растяжение;

ε_b – полные деформации растянутого бетона;

$\varepsilon_{b,ult}$ – предельные деформации бетона;

σ_{bt}, σ_b – напряжения в растянутом и сжатом бетоне;

σ_s, σ_f – напряжения в растянутой стальной и композитной арматуре;

x – высота сжатой зоны бетона.

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. В современной строительной практике и в эпоху научно-технического прогресса новейшие технологии затрагивают все аспекты человеческой деятельности, в том числе и производство инновационных конструкций. Если раньше строительство зданий и сооружений осуществлялось с большими экономическими и трудовыми затратами, то в нынешнее время эти затраты во много раз сократились благодаря использованию современных технологий. Одной из новейших технологий в современном производстве строительных конструкций является применение облегченных конструктивных элементов, в которых значительно уменьшается расход материалов. Соответственно, метод использования комбинированных материалов, то есть стальной и композитной арматуры при создании легких конструкций, может обеспечить их наибольшую эффективность.

На протяжении почти 200 лет стальная арматура применяется в строительной производственной практике в качестве армирующих элементов железобетонных конструкций. Стальная арматура достаточно хорошо показала себя за годы использования в железобетонных конструкциях, за исключением случаев, когда она подвергалась воздействию агрессивной среды, при которой разрушения конструкции из-за коррозии стали происходить довольно быстро и значительно. В связи с этим применение композитной арматуры (стеклопластиковой, базальтопластиковой, углепластиковой, арамидного волокна), предлагаемой в качестве альтернативных армирующих материалов для значительного устранения воздействия агрессивной среды, на наш взгляд, является весьма актуальным.

Основываясь на особенности композитной арматуры, ее использование ограничено в изгибаемых элементах и преимущественно в легких конструкциях, предполагающих снижение их стоимости. Хрупкость композитной арматуры и недостаточная изученность легких конструкций препятствует их использованию в больших масштабах. В основном это связано с низким модулем упругости

композитной арматуры, большими деформациями в железобетонных элементах, температурными воздействиями и т.д.

В связи с тем, что композитная арматура и облегченные конструкции имеют ряд специфических особенностей и являются актуальными, направленными на снижение материальных и трудовых затрат в строительстве, возникает необходимость исследования напряженно-деформированного состояния облегченных плит с комбинированным армированием для повышения деформативности. Более того, поскольку Республика Таджикистан является регионом с повышенной сейсмической активностью, использование указанных материалов и конструкций может сыграть важную роль для увеличения сейсмостойкости зданий и сооружений в целом.

Степень научной разработанности изучаемой проблемы. Применение стеклопластиковой арматуры в гражданском строительстве впервые было рассмотрено в 1960-х годах для решения проблемы коррозии дорожных мостов и сооружений, которые сильно подвержены воздействию морской соли. Композитная арматура день за днем становится практичным альтернативным строительным материалом, заменяя стальную арматуру в бетонных конструкциях. В результате за последние 50 лет использование такой арматуры увеличилось, и сегменты бетонных элементов начали заменяться во многих отраслях строительства. Использование композитной арматуры при комбинированном армировании включает в себя замену традиционной стальной на арматуру из стеклопластика и других видов композитной арматуры. Это особенно эффективно в агрессивных средах, где стеклопластик может обеспечить лучшие характеристики долговечности по сравнению со стальной арматурой [83,95,110,114]. Композитная арматура и композиционный материал чаще всего используются для усиления железобетонных элементов, либо для частичной замены стальной арматуры методом комбинированного армирования. Комбинированный метод позволяет избавиться от ряда недостатков бетонных элементов, полностью армированных композитной арматурой, и улучшает ее деформируемость [4-8, 38-41].

Комбинированное армирование бетонных конструкций означает частичную замену стальной арматуры композитной. Такая замена осуществляется в стержневых и плитных изгибаемых конструкциях. Комбинированными называются конструкции, состоящие из различных материалов и различных технологических операций, включая применение сборных и монолитных изделий, а также предварительное напряжение.

Комбинация материалов во всех отраслях науки, а также в строительной конструкции с каждым днем развивается и занимает свое особое место. Изучение и исследование комбинации материалов позволяет изобретать или конструировать новые технологические навыки. Еще в начале 90-х годов профессор Шмуклер В.С. предложил использовать захороняемые вкладыши из переработанного пенополистирола для снижения расхода материалов для различных железобетонных элементов из тяжелых и легких бетонов [1,2].

Проблемами применения комбинированных армированных бетонных конструкций занимались следующие видные отечественные и зарубежные ученые: Аксельрод Е.З., Бегунова Н.В., Бокарева С.А., Гапонов В.В., Климов Ю.А., Клюев С.В., Неровных, А.А., Овчинников И.Г., Овчинников И.И., Рахмонов А.Дж., Римшин, В.И., Смердов Д.Н., Степанова В.Ф., Факлуллина Н.В., Хаютина Ю.Г., Хозин В.Г., Шилина А.А., Юрьева А.Г., Wu Z, Li W, Liu Yinghao, Yuan Yong, Sakuma N, Tan KH., Lau D, Pam HJ, Mohammed R.S., Zhou F., Al-Sunna R., Ruan X.J., и др.

Вопросы обоснования применения композитной арматуры в качестве армирующего каркаса бетонных элементов рассмотрены в работе Антакова А.Б., Маиляна Д. Р., Михуба Ахмада, Польской П.П., Хишмаха Мервата.

По данному вопросу в нормах и правилах строительства Республики Таджикистан и нормах Российской Федерации содержатся способы и методы, которые не в достаточной мере способствуют решению данной проблемы.

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Целью диссертационной работы является получение и анализ экспериментальных данных о сопротивлении комбинированной конструкции плит, изгибающих в двух направлениях и изучение возможности применения существующих методов расчета для их проектирования при воздействии поперечной распределенной нагрузки.

Поставленная цель достигается на основе решения следующих **задач**:

– анализ существующих исследований, характеризующих основные особенности деформирования комбинированных плит и применения композитной арматуры с целью обоснования и формирования физических характеристик предлагаемой модели;

– экспериментальные исследования прочности, жесткости и трещиностойкости облегченных плит с комбинированным армированием;

– применение конечно-элементной модели плит комбинированной конструкции с использованием нелинейной постановки в ПК Лира;

– анализ метода предельного равновесия для расчета несущей способности плит комбинированной конструкции.

Объект исследования - облегчённая монолитная плита с комбинированным армированием.

Предмет исследования – прочность, жесткость, трещиностойкость, комбинированной плиты.

Научная новизна исследования состоит в:

– разработки облегченной плиты, изгибаемой в двух направлениях с комбинированным армированием;

– получении обоснованным экспериментальных данных о зависимости внешней распределенной нагрузки: трещиностойкость, деформативность по прогибам, ширина раскрытия трещин, процесс и схемы развития трещин;

– применении конечно–элементной модели для расчета облегченных плит с комбинированным армированием от действия поперечной нагрузки в виде

трехмерной модели в нелинейной постановке на всех этапах нагружения, включая стадию разрушения;

– выявлении влияния варьируемых параметров на работу облегченных плит перекрытия с комбинированным армированием;

– разработки методика расчета облегченных плит с комбинированным армированием.

Основные положения, выносимые на защиту:

– результаты экспериментальных исследований изгибаемых облегченных плит с комбинированным армированием, работающих по двум направлениям от действия равномерно-распределенных нагрузок;

– результаты компьютерного моделирования напряженно-деформированного состояния изгибаемых комбинированных плит;

– методика расчета облегченных плит, изгибаемых в двух направлениях с комбинированным армированием.

Теоретическая и практическая значимость исследования:

– получены научно обоснованные результаты, диаграммы и зависимости, применяемые при проектировании комбинированных плит с наименьшей материалоемкостью;

– результаты экспериментальных исследований облегченных плит с комбинированным армированием предлагаемой модели со значительным удешевлением строительства, представляющее практический интерес для инвесторов и заказчиков при проектировании каркасно-монолитных и сборно-монолитных плит и панелей;

– результаты диссертационной работы использованы в учебном процессе ЮУрГУ и ТТУ при изучении студентами и магистрантами специальности «Строительство» спецкурса железобетонных, бетонных и каменных конструкций.

Диссертация соответствует паспорту научной специальности: 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения; формула специальности - создание и совершенствование рациональных типов конструкций, а также методов их расчета; область исследования - обоснование, исследование и

разработка новых типов несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений.

Степень достоверности результатов:

– при теоретических и экспериментальных расчетах использовались существующие нормативно-технические документы и методы испытаний строительных конструкций;

– результаты исследования на КЭ моделях в достаточной мере совпадают с экспериментальными данными;

– допустимая сходимость теоретических результатов расчета комбинированной плиты с полученными экспериментальными данными.

Личный вклад соискателя заключается в проведении экспериментальных исследований, применение конечно-элементной модели в ПК Лира, участие в разработке методики расчета изгибаемых облегченных плит с комбинированным армированием, формулирование выводов и подготовка к публикации материалов.

Апробация и реализация результатов диссертации**.** Основные положения и результаты диссертационного исследования докладывались и обсуждались на**:**

– международном научно-практическом симпозиуме «Материаловедение и технология» (MST2021), журнал AIP Conference Proceedings в международной базе данных Scopus и Web of Science (СГАУ имени Н.И. Вавилова, Саратов, 2021 г.);

– международной научно-практической конференции «Технические науки и инженерное образование для устойчивого развития», (ТТУ имени академика М.С. Осими, Душанбе, 2021г.)

– VI международной (XII Всероссийская) конференции «Строительство и застройка: жизненный цикл», ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова» (г. Чебоксары, пр. Ленина, д. 6, строительный факультет ЧГУ, 2022г.).

– чтениях лекционного курса по теме «Облегченная плита перекрытия и покрытия с комбинированным армированием» студентам и магистрантам строительной специальности ТТУ имени академика М.Осими (ноябрь 2021 г.)

Публикации по теме диссертации. Основное содержание диссертационного исследования опубликовано в 8 научных работах, в том числе 3 статьи в РИНЦ и 4 статей в ведущих рецензируемых журналах из перечня ВАК при Президенте Республики Таджикистан и РФ, 1 статья в издании, индексируемом в Scopus и Web of Science.

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, общих выводов, списка использованных источников, приложений. Работа изложена на 143 страницах машинописного текста, содержит 72 рисунка, 10 таблиц и формул. Список использованных источников включает 125 наименований.

Автор выражает глубокую признательность и огромную благодарность руководству ЮУрГУ, Архитектурно-строительного института, ТТУ имени академика М.С. Осими и научным руководителям за помощь в проведении исследований и подготовке диссертационной работы к публичной защите.

Глава 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1. Комбинированные плиты в зарубежном строительстве

Нынешнее строительство направлено на повышение эффективности строительного производства, экономное использование материальных ресурсов, использование новых перспективных материалов, в том числе изготовленных с использованием нанотехнологий [45]. В строительной практике применение облегченных конструкций становится все более популярным [30]. Облегченная монолитная плита с вкладышами в мировой практике показала свою развитую перспективу, а также преимущество этой конструкции [15,16].

Облегченные плиты являются высококачественной альтернативой стандартным железобетонным конструкциям. Облегченные плиты перекрытия можно использовать для строительства зданий любого типа, независимо от используемого материала. Облегченные плиты перекрытия помогают возвести крупное здание за небольшой срок. В производстве представленных элементов используется высококачественный тяжелый и легкий бетон, который позволяет сделать конструкцию одновременно легкой и прочной.

Облегченные плиты имеют массу достоинств:

– небольшой вес (нагрузка общей конструкции при этом снижается, поэтому применять элементы можно даже в том случае, если здание строится на слабом грунте);

– возможность увеличения пролета (его можно делать короче или длиннее, кроме того, этаж становится немного выше, ведь толщина плиты уменьшена);

– точные габариты (на производстве изготавливаются элементы многих видов);

– быстрый монтаж (достаточно только нанять кран и опытного специалиста);

– хорошее качество и высокая производительность;

– отличная шумоизоляция (для этого необходимо оставить отверстия внутри плиты пустыми или же заполнить их утеплителем типа минеральной ваты);

– экономия средств, материалов и человеческого труда (в производстве используется меньше компонентов).

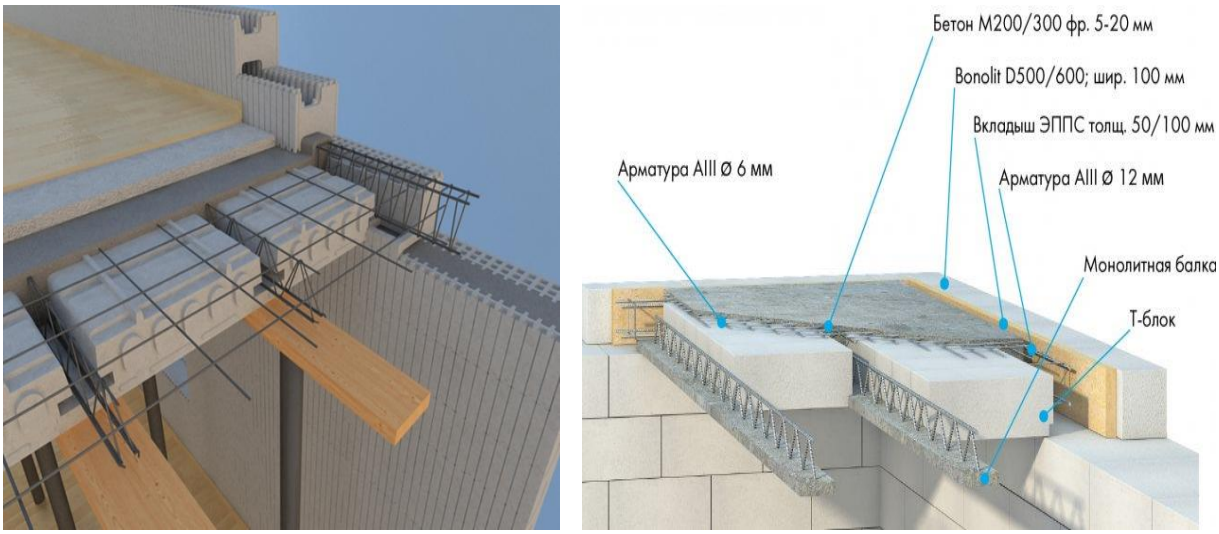


Рисунок 1.1. - Облегченная плита с вкладышами

Перекрытия в двух- или трехэтажном доме, или коттедже, подвале, цоколе, загородных коттеджах и пентхаусах часто возводятся с использованием облегченных плит перекрытия. Такие элементы каркаса здания полностью выполняют все возложенные на них функции, что обеспечивает их растущий спрос на рынке индивидуального строительства, подтверждая надежность и удобство возведения прочной опоры здания с помощью облегченных плит.

Несмотря на то, что этот вид строительного материала очень популярен на сегодняшний день, к сожалению, заводов по производству таких материалов не так много, особенно в центре России и Средней Азии.

Еще в начале 90-х годов профессор Шмуклер В.С. предложил использовать захороняемые вкладыши из переработанного пенополистирола для снижения расхода материалов для различных железобетонных элементов из тяжелых и легких бетонов. [1,2].

В зарубежных странах такие технологии, как: Airdeck, BubbleDeck, Cobiax, Монофант широко используются в современных зданиях [10,63,82,84].

Технология Airdeck производит гибкие строительные конструкции для устойчивых зданий. Эти легкие конструкции оптимизируют работу во всех областях строительства и гарантируют долгосрочную гибкость здания. Airdeck использует уникальный подход к строительству, который имеет многочисленные преимущества для всех сторон, участвующих в процессе строительства. При данной технологии можно полностью отказаться от балок и подпорных стен, больших пролетов с плоскими полами, возможна любая форма здания, меньше колонн, не требуются балки и подпорные стены и т.д.

Рисунок 1.2. - Строительные конструкции с технологиями Airdeck

Airdeck состоит из бетонного элемента, на котором стоят Airboxes. Эти формирователи полостей обеспечивают значительную экономию веса полов. Доступны воздушные ящики разной высоты. Толщина полов доступна от 200 мм до 500 мм (и более). Элемент Airdeck состоит из сборного нижнего корпуса диаметром 6 или 7 см, на котором расположены воздушные ящики. Воздушные ящики полностью закреплены в элементе.

Рисунок 1.3. - Вкладыши Airdeck

Установка очень проста. Элементы могут быть подняты с решетчатых балок и установлены двумя людьми. На месте строительства устанавливается муфта и верхнее армирование. Сетка для верхнего усиления может быть установлена непосредственно на аэробоксы. Заливка бетона может быть выполнена традиционным способом. Это требует гораздо меньше бетона и времени.

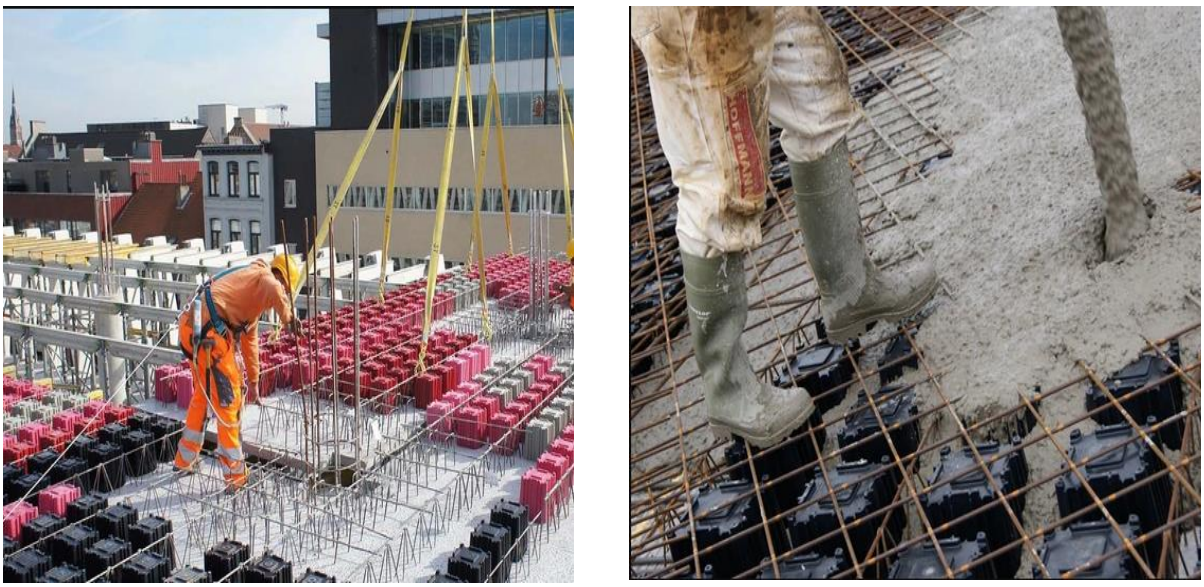


Рисунок 1.4. - Бетонирование Airdeck

Airdeck имеет важные преимущества для всей конструкции здания:

– Более легкие и тонкие полы;

– Меньше столбцов;

– Большие пролеты;
– Плоские полы: без балок и несущих стен;
– Большие открытые пространства для максимальной реклассификации;
– Быстрая установка техники;
– Увеличение высоты: больше свободной высоты на этаж;
– Гибкая структура здания.

Технология BubbleDeck. Самая большая конструкция BubbleDeck, построенная на сегодняшний день в Великобритании, была завершена на 6 недель раньше запланированного срока. Конструкция состоит из 7800 м^2 плит перекрытий BubbleDeck между 3 и 6 этажами, опирающихся на монолитные железобетонные колонны. Более 400000 фунтов стерлингов были сэкономлены в результате включения BubbleDeck в этот проект, что составляет 3% экономии от общей стоимости проекта. Генеральный подрядчик впоследствии обнаружил, что преимущества системы BubbleDeck сохраняются на протяжении всего строительного процесса с более быстрым и дешевым возведением внешних и внутренних стен, а также быстрой и простой установкой коммуникаций под плоскими перекрытиями.

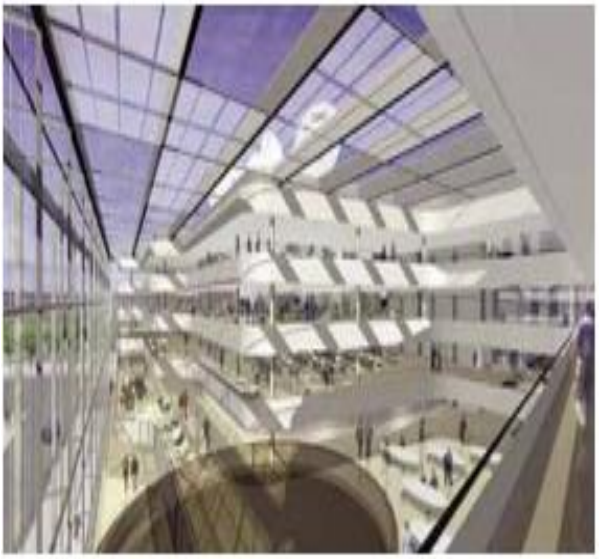


Рисунок 1.5. - Строительные конструкции с технологиями BubbleDeck

BubbleDeck — это система плоских плит со структурными пустотами, которые снижают собственный вес плиты перекрытия на 33%, позволяя увеличить пролеты между опорами колонн и получить целый ряд других преимуществ в плане дизайна, стоимости и конструкции. Система устраняет второстепенные несущие конструкции, такие как балки – готовая плита перекрытия пролетает в двух направлениях непосредственно на сборные/монолитные железобетонные колонны или несущие стены. Пластиковые шарики в форме сферы или эллипса расположены между нижней и верхней армирующей сеткой. Размеры шариков выбираются в соответствии с размерами ячеек продольного и поперечного арматурных стержней с учетом толщины плиты таким образом, чтобы шарики жестко фиксировались с помощью армирующих сеток и в то же время обеспечивали нормальные защитные слои бетона [82].

Рисунок 1.6. - Вкладыши BubbleDeck

Преимущества BubbleDeck многочисленны:

– Дает свободу дизайна с непрямолинейными формами плана;

– Позволяет использовать более длинные пролеты между опорами, поскольку опора балки не требуется;

– Позволяет уменьшить размеры фундамента, поскольку собственный вес конструкции уменьшается на 50%;

– Отпадает необходимость использования нижних балок, или они могут быть встроены в глубину плиты, где это необходимо;

– Отсутствуют поперечные связи и промежуточные опоры;

– Использование бетона значительно сокращается; 1кг переработанного пластика заменяет 100 кг бетона. Следовательно, он является экологически чистым;

– Используется меньше строительных элементов по сравнению со стальным каркасом и металлическим настилом, что сокращает время монтажа;

– Блочная кладка смещена с критического пути, так как она не несущая;

– Софиты можно оставлять открытыми, что упрощает методы проектирования с низким/пассивным энергопотреблением;

– Трубопроводы и системы охлаждаемых плит могут быть встроены в плиты на заводе;

– Общий результат – значительная экономия средств в размере от 2,5% до 10% от общих затрат на строительство.

Технология Cobiax является одной из первых технологий, которая не только теоретически превосходила монолитное строительство, но и неоднократно доказывала свои преимущества в области безопасности, экологичности и экономичности на практике: во всем мире уже создано более 14 миллионов квадратных метров потолков на основе Технология Cobiax. В результате удалось сэкономить два миллиона тонн бетона; окружающая среда освобождается от 180 000 тонн CO_2 (углекислый газ, диоксид углерода).

Рисунок 1.7. - Строительные конструкции с технологиями Cobiax.

Технология Cobiax не только экономит ценные строительные материалы и энергию, но также предлагает широкий спектр конструктивных преимуществ: потолки Cobiax позволяют использовать большие пролеты при том же весе, что и сплошные потолки; приходится нести меньшую нагрузку, и вес всего комплекса может быть значительно уменьшен.

Cobiax включаются в процессе возведения зданий на строительной площадке. Однако они также могут изготавливаться промышленным способом, полностью сборные элементы или в комбинации со сборными элементами. Для плиты толщиной 200-350мм применяются вкладыши в виде эллипса, а для плит 300-600мм – в виде сферы [10, 84].

Рисунок 1.8. - Вкладыши Cobiax

Конструкции Cobiax с пустотелым сердечником соответствуют самым строгим международным стандартам. Снижая вес плиты, они снижают общую нагрузку здания, более того, повышают сейсмостойкость. Вкладыши Cobiax заменяют до 35% бетонных материалов, используемых в традиционном строительстве: вода, гравий, цемент и песок. Это снижает потребление CO_2 во время производства. Потребность в арматурной стали также снижается.

Экономические преимущества впечатляют: несущие части конструкции вплоть до фундамента могут быть спроектированы более изящно и легче

благодаря уменьшению собственного веса плит на 35%; это также снижает затраты. За счет более легкой конструкции самой конструкции увеличивается полезная площадь; это приводит к увеличению достижимой отдачи.

Технология Монофант – широкое применение получила в Украине. В настоящее время применяют пенополистирольные блоки в виде вкладыша. Бетонная смесь наносится методом торкретирования, что позволяет стимулировать процесс строительства. Особенностью предлагаемой системы является использование произвольной (нерегулярной) сетки колонн, различных легких материалов для вставок с целью значительного снижения собственного веса конструкции, а также сложность конфигурации в плане [65].

Рисунок 1.9. - Строительные конструкции с технологиями Монофант

Устройство железобетонного перекрытия облегченного типа такими способами позволяет осуществлять наименее материалоемкое (ввиду отсутствия фиксирующих приспособлений) крепление вкладышей за счет сил сцепления бетона нижней полки с поверхностью вкладыша, а также за счет нагружения вкладыша бетонной смесью при бетонировании верхней части перекрытия [65].

Рисунок 1.10. - Бетонирование Монофант

Другими достоинствами данной конструкции являются:

– создаваемые конструкции с произвольной геометрией;

– практически неограниченная комбинаторика объемно-планировочных решений;

– свободная внутренняя планировка;

– использование заданного расхода материалов;

– высокая несущая способность элементов;

– ограниченная деформативность;

– небольшой собственный вес;

– эффективная технология возведения и многое другое.

1.2. Рационализация конструктивной схемы зданий за счет применения облегченных плит перекрытия

Толщина плит с неизвлекаемыми вкладышами значительно меньше, чем при использовании других технологий, что позволяет минимизировать вес конструкции (см. таблицу1.1). Количество вкладышей на м^2 перекрытия упрощает процесс армирования и бетонирования, в то же время позволяет

рационализировать сечения, не ограничиваясь типичной геометрией полимерных вкладышей.

Таблица 1.1 – Технико-экономические показатели конструкций перекрытия

Название технологии	Конструктивная толщина перекрытия, см	Объем вкладыша, $см^3$	Шаг вкладышей, см	Количество вкладышей, шт/$м^2$	Объем вкладышей, $м^3/м^2$	Приведенная толщина перекрытия, см
Airdeck	25	4100	30	11	0,045	20,4
BubbleDeck	25	3100	20	25	0,076	17,2
Cobiax	25	9100	35	8,2	0,075	17,5
U-Boot Beton	25	28000	64	2,44	0,068	18,2
Монофант	25	121500	100	1	0,1215	12,85

Применение облегченных монолитных перекрытий за счет снижения веса конструкций и уменьшения их прогибов позволяет существенно рационализировать конструктивные схемы зданий. На Рис. 1.11. показана рационализация конструктивной схемы зданий за счет применения облегченных многопустотных монолитных плит перекрытия [51].

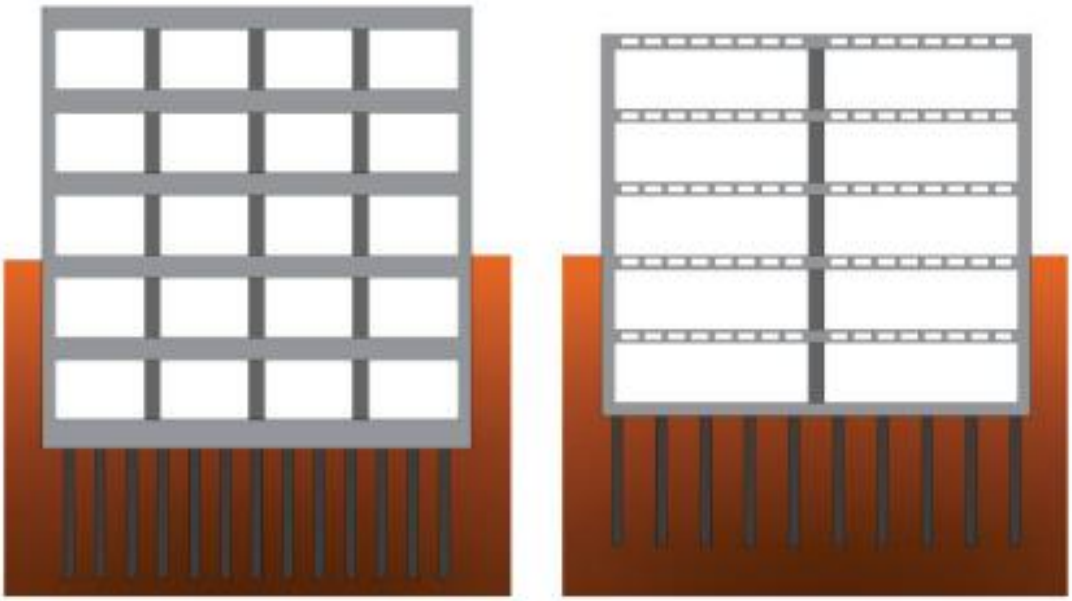


Рисунок 1.11. - Рационализация конструктивной схемы зданий

Все перечисленные способы устройств облегченных железобетонных монолитных плит значительно уменьшают расход материалов, при этом не теряя

прочностные характеристики конструкции. Благодаря таким способам в монолитных плитах экономится до 40% материалов [63,65,82,84], что заметно уменьшает себестоимость монолитных плит перекрытия в целом.

Актуальность подтверждается тем, что:

-комбинированные конструкции являются новым направлением в развитии конструкций, которое подтверждается в разных странах;

-комбинированные конструкции могут применяться не только в плоскостных элементах, но и в пространственных конструкциях;

-комбинированные конструкции обладают рядом преимуществ: снижение массы, шумоизоляция, повышение сопротивления теплопередачами, повышение стойкости к динамическим (сейсмическим) воздействиям, повышение долговечности;

Совокупность выше приведенных преимуществ дает экономический эффект и повышение надежности как систем с параллельно-последовательным сочленением элементов.

1.3. Применение композитной арматуры для армирования бетонных конструкций

1.3.1. Обзор экспериментально-теоретических исследований прочности и деформативности бетонных элементов, армированных композитной арматурой

Комбинации хлоридов (депассивация стали) и CO_2 (науглероживание бетона) в присутствии влаги вызывают коррозию стальной арматуры. Это явление вызывает ухудшение состояния бетона и, в конечном счете, потерю эксплуатационных качеств конструкции [115]. Во второй половине 1900-х годов серьезной проблемой стал износ нескольких железобетонных конструкций из-за коррозии внутренней стальной арматуры, вызванной ионами хлорида. Были исследованы различные растворы для применения в агрессивных коррозионных

средах [76,95]. К ним относятся гальванизированные покрытия, нанесенные методом электростатического напыления (порошковая смола), и бетонные эпоксидные покрытия, пропитанные полимером. В конце концов, арматурные стержни из армированного волокном полимера (АСК) стали рассматриваться как альтернатива стальным стержням [68,71,107,111].

В 1958-1959 годах под руководством А.А. Гвоздева в Институте железобетона СССР проводились исследования применимости композитной арматуры первого класса (FRP) для армирования железобетонных элементов. Было установлено, что большое трещинообразование, деформативность обычных изгибаемых элементов АСК по сравнению с железобетонными образцами обусловлены меньшим модулем упругости арматурных стержней из стеклопластика. Железобетонные элементы, армированные предварительно напряженной стеклопластиковой арматурой, были изучены с целью повышения их трещиностойкости и жесткости. Результаты исследований предварительно напряженных балок показали, что балки, армированные АСК, могут работать без трещин при 50 % разрушающей нагрузки.

В зарубежных странах армирование FRP для бетонных конструкций разрабатывалось с 1960-х годов в США [98] и 1970-х годов в Европе [99] и Японии [94,96,120]. Однако именно в 1980-х годах общий уровень исследований, полевых демонстраций и коммерциализации стал поразительным [75,83,103].

Арматурный стержень АСК стал коммерчески доступным жизнеспособным решением в качестве внутреннего армирования бетонных конструкций в конце 1980-х годов, когда увеличился рыночный спрос на электромагнитно-прозрачный арматурный стержень.

Р.Г. Литвинов посвятил свои работы теоретическому исследованию конструкций со стержневыми АСК [29]. Им установлено, что повышенная деформативность изгибаемых элементов, армированных АСК, отличается от показателей соответствующих железобетонных конструкций; в качестве критерия прочности изгибаемых конструкций, армированных АСК, автор

предлагает рассматривать условную относительную высоту зоны сжатия $\xi = \frac{\sigma_{\text{в}} F_{\text{н}}}{b h_0 R_u} m_a$.

К.В. Михайлова и Ю.В. Вильдавский также посвятили значительные усилия исследованию изгибаемых элементов предварительного напряжения со стержневыми АСК [17, 18, 32]. Испытания проводились на тавровых балках пролетом 3м, размером 290×190мм с фланцем на нижнем конце. Они обнаружили, что степень использования прочности арматуры увеличивается по мере увеличения количества предварительного напряжения арматуры и по мере уменьшения количества арматуры. Они также обнаружили, что образование трещин обнаруживается при 20-40% разрушающей нагрузки в балках без предварительного напряжения и при 60-65% разрушающей нагрузки в балках с предварительным напряжением.

Авторы предложили оригинальный метод расчета прочности по нормативному документу того времени. Расчет зависел от высоты $x_{\text{гр}}$, границы зоны сжатия, значение которой определялось в предположении, что средняя деформация растянутой арматуры и сжатого бетона пропорциональна в соответствии с уравнением:

$$x_{\text{гр}} = \frac{3{,}5}{\frac{R_a - \sigma_0}{E_a} 1000 + 3{,}5} \left(0{,}5 + \frac{\sigma_0}{R_a}\right) \tag{1.1}$$

Приращение напряжения $\Delta\sigma_{\text{а}}$ в растянутой арматуре определяли в зависимости от пропорциональности изменения $\Delta\sigma_{\text{а}}$ от $R_a - \sigma_0$ до 0 увеличения высоты сжатой зоны в пределах:

$$x_{\text{гр}} < x < x_{\text{гр}} + 0{,}5\left(h_0 - x_{\text{гр}}\right). \tag{1.2}$$

Расчетный изгибающий момент и высота сжатой зоны считались из условий равновесия с учетом $x_{\text{гр}}$ и $\Delta\sigma_{\text{а}}$.

Предложенный авторами метод более подробно иллюстрировал картину физического разрушения конструкций с АСК, однако основывался на некоторых условностях (эмпирический характер выражения для $x_{\text{гр}}$,, предположение об отсутствии увеличения напряжения в арматуре при $x > x_{\text{гр}} + 0{,}5(h_0 - x_{\text{гр}})$).

Ю.М. Вильдавский и К.В. Зеленский [18] на своих испытаниях показали, что после образования трещин, резко снижается жесткость балок при изгибе с АСК. Это явление связано с увеличением деформационной способности АСК. Авторы предполагают неравномерную зависимость деформации арматуры и бетона по длине изгибаемого элемента.

Испытания элементов конструкций, армированных стеклопластиком, проводились также в ряде отечественных организаций, таких как ИСиА Госстроя БССР, Рижский ПИ, СибНИИЭ, Сельхозэнергопроект и др. В 1971 г. состоялось совещание во главе с НИИЖБ Госстроя СССР в г. Минске (ИСиА Госстроя БССР) по внедрению в практику строительства стеклопластобетонных конструкций для координации научно-исследовательских и опытно-промышленных работ [52].

На конференции по внедрению стеклопластиковых конструкций в строительную практику ряд организаций принял решение о дальнейшем внедрении АСК в строительство; Существенное изучение в ИСиА Госстроя БССР ИСС наблюдается в работах Жаврида С.С., Кондратьева Ю.В., Мордич А.И., Залого В.Ф., Зеленского К.В., Фроловой Н.П., Подмостко И.В. и др.

Работы в области экспериментальных и теоретических исследований, проведенные НИИЖБом, ИСиАГосстроя БССР и другими организациями в середине 1970-х годов, позволили продолжить эксперименты и промышленную реализацию конструкций с АСК в сотрудничестве с проектными и производственными организациями.

В результате экспериментальных и теоретических исследований и сравнения с расчетами по СНиП II-21-75 был разработан первый нормативный документ по расчету и проектированию конструкций, армированных стекловолокном, "Рекомендации по расчёту конструкций со стеклопластиковой арматурой Р-16-78", опубликованный Институтом железобетона в 1978 году [47]. Его содержание включало общие положения по проектированию конструкций из стеклопластика для первой группы предельных состояний, а также включало несколько вопросов, связанных с предварительным

напряжением стеклопластиковой арматуры. Его содержание включало общие положения по проектированию стеклопластиковых конструкций для первой группы предельных состояний, а также некоторые вопросы, связанные с предварительным напряжением стеклопластиковой арматуры. Для второй группы предельных состояний расчеты выполнялись в соответствии с методиками СНиП II-21-75 [23].

Влияние поперечных сил на характеристики конструкций из стеклопластобетона было изучено в исследовании, проведенном в научно-исследовательском институте строительства БССР, где эксперименты И.И. Фридмана [57] показали, что степень предварительного напряжения и количество стеклопластика, схема нагружения, размер относительного сдвигового пролета и геометрия сечения балки связаны с прочностью на наклонных участках. Было изучено влияние предварительного напряжения, количества FRP, схемы нагружения, размера относительного сдвигового пролета и формы сечения балки на их прочность по наклонным сечениям.

Характер разрушения и картина трещинообразования согласно опытным данным со стеклопластиковой и стальной арматурой неидентичны. Сопротивление действию поперечной силы с увеличением обжатия возрастает. Установлено, что интенсивная деформация со стеклопластиковой арматурой – это повышенная деформируемость стеклопластиковой арматуры.

Для оценки напряженно-деформированного состояния по прочности, жесткости, трещиностойкости стеклобетонных конструкций авторы попытались оценить в рамках методики СНиП II-21-75 [23] с учетом физико-механических свойств АСК.

В 1978 году в СССР, далее в России после издания рекомендаций по расчету бетонных конструкций, армированных со стеклопластиковой арматурой [47], новые нормы по проектированию бетонных конструкций с неметаллической арматурой не выпускались. Проект свода правил появился только в 2013 году, содержащий основные положения по расчету и

проектированию бетонных конструкций, армированных композитной арматурой.

В последние годы в США в Американском институте бетона ведутся интенсивные исследования в области композитных конструкций [66-67,70]. Исследование проводилось на машинах для статических и динамических испытаний, позволяющих измерять силы и перемещения во всем диапазоне конструкций. В ходе исследования было установлено, что поведение конструкций с АСК не соответствует поведению железобетонных конструкций, характеризующихся нелинейными диаграммами поведения материала.

В последние годы исследования бетонных конструкций, армированных композитными материалами, проводятся в КГАСУ, НИИЖБ, МГСУ и др. [28,53-55,58,59].

Анализ экспериментальных и теоретических исследований изгибаемых железобетонных конструкций, армированных композитной арматурой, показал, что:

1. Большое количество исследований железобетонных элементов, армированных АКП, было проведено на балках. Особенности напряженно-деформированного состояния комбинированных плит с различными видами композитной арматуры изучены недостаточно.

2. Композитная арматура (стеклопластиковая, базальтопластиковая, углепластиковая) обладает многими преимуществами, такими как: низкий удельный вес, абсолютная коррозионная стойкость, отличная транспортабельность, высокая удельная прочность на растяжение, очень низкая теплопроводность, неэлектропроводный материал, идеально-упругий материал, долговечность, экономический эффект. Рациональное использование таких арматур, эксплуатируемых под воздействием агрессивных сред.

3. Из-за низкого модуля упругости, большой деформативности и хрупкого характера их разрушения использование композитной арматуры в изгибаемых железобетонных элементах без какой-либо комбинации нецелесообразно. Одной

из таких комбинаций является совместное использование стальной и композитной арматуры.

1.3.2. Практическое применение композитной арматуры в бетонных конструкциях

Использование композитной арматуры со специфическими физико-механическими и физико-химическими свойствами определило ее применение в коррозионных средах под воздействием сильных электрических и электромагнитных полей.

В 1970-х годах композиционные материалы использовались в легких бетонах (ячеистый бетон, арборит др.), например, в фундаментах, плитах для устройства откосов, балках, ригелях, эстакадах, неизолирующих траверсах и несущих конструкциях конденсаторных батарей.

На кислотной станции Светлогорского завода искусственных волокон плита над технологической галереей выполнена из полимерного бетона, армированного стекловолокном. Плита предварительно напряжена арматурными стержнями из стекловолокна диаметром 6мм [9,45].

Электроизоляционные траверсы для ЛЭП-10 кВ и ЛЭП-35 кВ разработаны в 1969 г. под руководством ИСиА Госстроя БССР совместно с Государственным проектным институтом «Сельэнергопроект» (г. Москва). Применяя стеклопластикобетонные траверсы, в течение последующих 10 лет было построено несколько опытных участков ЛЭП: в 1970 г. в районе г. Костромы; в 1972 г. в районе Ставрополя; в 1975 г. в Гродно и Солигорске; в 1979 году в районе Батуми.

В Приморском крае через р. Шкотовка в 1981 году был построен второй мост в СССР со стеклопластиковой арматурой. Пролетное строение имеет длину 12 м, которое состоит из шести металлических двутавровых балок № 45, предварительно напряженных затяжками из 12 стеклопластиковых стержней

диаметром 6 мм. Проезжая часть из монолитной железобетонной плиты объединена с балкой.

В начале 1980-х годов стеклопластиковая арматура начала использоваться для усиления бетонных мостов в Германии: в 1987 году на улице Улленбергштрассе был введен в эксплуатацию двухпролетный автомобильный мост шириной 15м, усиленный стеклопластиковыми стержнями. Максимальная фиксированная нагрузка для транспортных средств составляет 600кН; длина пролетов-21,3-25,6м. В конце 1980-х годов в Японии были построены мосты со стеклопластиковой арматурой. В США стеклопластиковая арматура Parafil использовалась при строительстве фундамента и перекрытий больницы Сан-Антонио в Техасе.

В 1989 году в Хабаровском крае был построен мост из стеклопластиковой арматуры. На участке пролета длиной 15м были установлены пять ребристых балок. Балки были армированы комбинированным способом, причем начальные напряжения в балках обеспечивались четырьмя пучками. Каждый пучок состоял из 24 стержней стеклопластика диаметром 6 мм и одного пучка типовой стальной проволоки [11,49].

Исследовательские программы по применению FRP были запущены после строительства моста в Европе. На основе европейского проекта BRITE/EURAM «Композитные волокнистые элементы и технология применения неметаллической арматуры» материалы FRP были протестированы и проанализированы (Taerwe 1997) с 1991 по 1996 год [91]. Инженеры из Канады внедрили рекомендации по применению арматуры из стеклопластика в соответствии с нормами проектирования канадских автодорожных мостов и создали серию демонстрационных проектов. Арматура из углепластика и стеклопластика использовалась при строительстве моста Хедингли в Манитобе [88].

Соответственно, углепластик (CFRP) был использован на шоссе 10 штата Кент для усиления зоны отрицательного момента при строительстве моста. Углепластик, армированный углеродным волокном (CFRP), также

использовался для нажимных плит, а стеклопластик (GFRP) - для дорожных ограждений и тротуара на мосту Жоффра. [89].

FRP Parafilm в США был использован при строительстве больницы Сан-Антонио (Техас) для фундамента и перекрытий. Парафиловый канат обладает высокой коррозионной стойкостью и может использоваться вместо стальной арматуры в условиях, когда сталь подвергается коррозии. Парафиловый канат используется в фундаментах, балках, перекрытиях, сваях и элементах конструкций, подверженных воздействию морской воды. Канаты Parafil могут использоваться в качестве внешней напряженной арматуры для мостов. С использованием такой арматуры был построен виадук в Великобритании, а также мост в США.

В Японии также уделяется особое внимание разработке и применению высокопрочных аналогичных армирующих материалов. На основе углеродных и арамидных волокон были изучены их физико-механические свойства, и освоено производство волокнистой арматуры. Проволока и канаты изготавливаются из углеродных волокон толщиной 7 микрон с прочностью на разрыв 3600МПа; проволока собирается из 12000 волокон, скрепленных между собой пластиком. Из этой проволоки наматываются канаты различной прочности, которые после намотки подвергаются термообработке.

Разработан перспективный сортамент арматуры, в который входят проволока и 7-, 9- и 37-проволочные канаты с разрывным усилием от 10 до 100 кН. Так, например, установлены следующие характеристики 7-проволочных углепластиковых канатов: временное сопротивление 1750 МПа, модуль упругости 140000 МПа, удлинение при разрыве 1,6%, плотность 1,5 т/м3, релаксация напряжений 2,5%, теплостойкость 200 °С, высокая кислото- и щелочестойкость.

К середине 1990-х годов арматура из армированного волокнами пластика (FRP) широко использовалась в Японии, и было реализовано более 100 коммерческих проектов с использованием FRP. Использование неметаллической арматуры началось со строительства портовых сооружений; подробную

информацию о проектировании с использованием FRP можно найти в «Рекомендации по проектированию и постройке» [91].

Исследования по разработке армированной базальтопластиковой арматуры с повышенной прочностью проводились в течение последнего десятилетия по инициативе Правительства Москвы в 2000 году: были спроектированы и установлены два опытных завода по традиционным принципам пултрузии и новой бесфильтровой технологии. Последняя технология была признана наиболее перспективной, поскольку обеспечивает значительно более высокую производительность при производстве неметаллической базальтопластиковой и стекловолоконной композитной арматуры.

Неметаллическая арматура является альтернативой стальной, что исключает повреждение элементов конструкции стальной коррозией и разрушение защитного слоя и позволяет сохранить качество и внешний вид конструкций в процессе эксплуатации, снизить эксплуатационные расходы за счет увеличения межремонтного периода.

Применение неметаллической композитной арматуры (НКА) предлагается использовать в крупнопористых бетонах для дренажных труб, в бетонах, характеризующихся пониженным защитным действием по отношению к стальной арматуре, монолитных ячеистых бетонах для армирования конструкций, подвергающихся воздействию агрессивного хлорида, среды: тротуарная плитка, дорожное покрытие и т.д. [53-55].

НКА имеет перспективы применения не только в качестве коррозионностойкой, немагнитной, радиопрозрачной и электроизоляционной, но и в качестве обычной рабочей арматуры в конструкциях массовых серий гражданского и промышленного строительства. Примеры применения композитной арматуры в конструкциях массовых серий гражданского и промышленного строительства отсутствуют, т.е. необходимо расширить область использования композитной арматуры в массовых конструкциях промышленного и гражданского назначения.

1.4. Анализ известных конструктивных решений, обоснование выбора темы исследований

Несмотря на особенности композитной арматуры, ее использование ограничено в изгибаемых элементах, особенно в железобетонных плитах. Это связано в основном с низким модулем упругости, большими деформациями в железобетонных элементах, температурными воздействиями [13,14] и т.д. Кроме того, элементы, полностью армированные композитной арматурой, сопровождаются хрупким разрушением [8,9,19,20,22,92,100,102].

Есть два способа решить эти проблемы. Наиболее эффективным способом является улучшение свойств материала арматуры FRP. Структурную деформацию можно уменьшить, увеличив модуль упругости арматурных стержней из стеклопластика. Смешивание различных типов волокнистых материалов, таких как углеродное волокно и стекловолокно, способно изменить деформационно-напряженные характеристики арматуры из стеклопластика с целью повышения пластичности конструкций [87,99]. Но эти методы являются дорогостоящими.

Другой способ – комбинировать арматуру FRP со стальной арматурой в железобетонных элементах. Поведение на изгиб комбинированных железобетонных балок с AFRP (полимером, армированным арамидным волокном), CFRP (полимером, армированным углеродным волокном) и GFRP (полимером, армированным стекловолокном) широко изучалось в последнее десятилетие.

Комбинация материалов во всех отраслях науки, а также в строительных конструкциях с каждым днем развивается и занимает свое особое место. Изучение и исследование комбинации материалов позволяет изобретать или конструировать новые технологические навыки в современной науке. Использование комбинированного способа позволяет избавиться от ряда

недостатков железобетонных элементов, полностью армированных композитной арматурой, и улучшает ее деформативность [56,69,72,74,77-80].

Большой вклад в развитие теории и практики железобетонных элементов с комбинированным армированием, усиление с композитными материалами, совершенствование методик расчета с комбинированным методом внесли Аксельрод Е.З., Антаков А.Б., Бегунова Н.В., Бокарева С.А., Гапонов В.В., Климов Ю.А., Клюев С.В., Маилян Д. Р., Михуб Ахмад, Неровных, А.А., Овчинников И.Г., Овчинников И.И., Польской П.П., Рахмонов А.Дж., Римшин, В.И., Смердов Д.Н., Степанова В.Ф., Факлуллина Н.В., Хаютина Ю.Г., Хишмах Мерват, Хозин В.Г., Шилина А.А., Юрьева А.Г., Wu Z, Li W, Liu Yinghao, Yuan Yong, Sakuma N, Tan KH., Lau D, Pam HJ, Mohammed R.S., Zhou F., Al-Sunna R., Ruan X.J., и др.

Хишмах Мерват соискатель Ростовского государственного строительного университета исследовал «Прочность и деформативность изгибаемых элементов из тяжёлого бетона, армированных стеклопластиковой и стальной арматурой», где рассматриваются вопросы, связанные с прочностью и деформативностью изгибаемых железобетонных элементов из тяжелого бетона класса В30 с полной или частичной заменой арматуры на стекловолокнистые стержни. Обсуждаются вопросы, касающиеся прочности и деформативности армированных элементов. Результаты показывают, что по сравнению с обычными железобетонными балками их прочность в нормальном сечении на 13-22% ниже, а деформативность более чем в 2,5 раза выше. В то же время существующие расчетные базы значительно завышают несущую способность нормальных сечений балок, армированных стеклопластиком [31].

Д.Р.Майлян и др. исследовали прочность балок из тяжелого бетона с использованием арматуры, стержней из углеродного волокна и композитных арматурных стержней, размещенных в два ряда. Согласно результатам эксперимента четыре стержня диаметром 12мм, армированные углеродным волокном, размещенные в два ряда в балке из тяжелого бетона с прочностью, эквивалентной классу В30-В35, показали небольшое (в среднем13%) увеличение

прочности в нормальном сечении по сравнению с контрольным образцом, армированным таким же образом. И это несмотря на то, что арматура из углеродного волокна была в четыре раза прочнее стальной арматуры. Замена 50% стальной арматуры на углепластиковую оказала лишь незначительное влияние на изменение прочности нормального сечения, составив всего 2,1% и 3,7%, соответственно, когда композитная арматура была размещена в первом и втором рядах по сравнению с обычными железобетонными балками [35].

Тур В.В. в своем исследовании “Расчётная модель сопротивления изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием стеклопластиковыми и стальными стержнями” предлагает основные положения расчетной модели сопротивления изгибаемых элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями, учитывающей работу элемента в сечениях между трещинами. В результате модифицированная блочная модель для оценивания напряженно-деформированного состояния позволяет рационально подойти к проектированию бетонных элементов, имеющих комбинированное армирование стальными и стеклопластиковыми стержнями. Применение в одном сечении стальной арматуры в дополнение к полимерному композиту позволяет не только рационально использовать прочностные свойства стеклопластиковой арматуры, но и повысить надежность конструктивных элементов, выполненных с ее применением [56].

Кудяков К.Л. исследовал изгибаемые бетонные элементы с базальтофибровым и стержневым стеклокомпозитным армированием при статическом и кратковременном динамическом нагружении на прочность и трещиностойкость В результате испытаний изгибаемых элементов (балки, сплошные и многопустотные плиты) со стеклокомпозитной арматурой в растянутой зоне установлено, что разрушение происходит с образованием зоны пластических деформаций сжатого бетона (условного шарнира пластичности) в середине их пролета и выпрямлением кривизны «жестких дисков», примыкающих к ней. По причине повышенных значений прогибов в изгибаемых

конструкциях с АСК рекомендуется повышать их жесткость путем предварительного натяжения арматуры и модифицирования свойств бетона. [27].

Комбинированным армированием занимались многие зарубежные исследователи.

Tan [120] испытал бетонные балки, комбинированные армированием из AFRP и стальной арматуры. Тан [8] пришел к выводу, что вклад арматуры из арматуры AFRP составляет не более половины от общего армирования.

Leung и Balendran [103] испытали бетонные балки комбинацией арматуры из (GFRP) и стальной арматуры. Силарби и др. [73,116,117,124,125] изучали короткие балки из высокопрочного бетона, армированного металлическим волокном (FRHPC), в сочетании со смесью углепластика и стальной арматуры. Обсуждается соотношение между FRP и стальной арматурой в комбинированной ж/б балке. Aiello и Ombres [74] проанализировали набор гибридных железобетонных балок из AFRP-стали. Они обнаружили, что в предельных условиях прочность стальной арматуры на растяжение достигает предела текучести, в то время как напряжение арматуры из стеклопластика достигает небольшого процента от ее предельного значения. Недавно было исследовано влияние расположения стержней FRP и стальных стержней на долговечность компонентов. Установлено, что размещение арматуры FRP вблизи внешней поверхности зоны растяжения с малыми значениями толщины защитного слоя и стальной арматуры на внутреннем уровне зоны растяжения обеспечивает оптимальное решение для долговечности компонентов [103,108].

Liu Yinghao, Yuan Yong исследовали расположение комбинированных арматурных стержней при изгибе балок HSC. В данной статье анализируется поведение на изгиб высокопрочных бетонных балок, армированных комбинированным армированным стекловолокном (GFRP), и стальной арматурой. Чтобы проверить влияние расположения арматуры с комбинированным армированием, экспериментально исследовали прочность на изгиб, нагрузку-прогиб и поведение трещин комбинированных железобетонных балок. Основным рассматриваемым параметром является расположение

армирующих слоев. Предложены параметры инерции трещины $\mathbf{I_{crc}}$ и инерции текучести $\mathbf{I_y}$ с учетом расположения арматуры на основе двухбалансовых коэффициентов армирования. С этой модификацией модель Юна можно использовать для прогнозирования прогиба комбинированных армированных балок даже после деформации стальной арматуры [118].

Расположение различных арматурных стержней играет важную роль в определении свойств комбинированных железобетонных элементов. В существующих работах [102,110,113] модели прочности на изгиб обычно используют эффективный коэффициент армирования путем перевода коэффициента стального армирования в коэффициент армирования FRP. Однако эти модели не могут отразить влияние расположения арматуры.

Проведенный анализ ранее выполненных работ позволил установить, что результаты многих исследователей получены на железобетонных балках, и недостаточно изучено расположение арматур в работах железобетонных плит. С помощью комбинированного армирования возникает необходимость исследования напряженно-деформированного состояния облегченных плит со стеклопластиковой арматурой с различным расположением арматур, что в подобных исследованиях встречается очень редко.

Соответственно, метод комбинирования материалов, использование стальной и композитной арматуры, а также совместное использование легких конструкций сделают современное строительство более эффективным. Комбинация материалов во всех отраслях науки, а также в строительной конструкции с каждым днем развивается и занимает свое особое место. Изучение и исследование комбинации материалов позволяет изобретать или конструировать новые технологические навыки в современной науке.

Композитная арматура день за днем становится практичным альтернативным строительным материалом, заменяя стальные арматуры в бетонных конструкциях. В результате за последние 50 лет использование такой арматуры увеличилось, и сегменты железобетонных элементов начали

заменяться во многих отраслях строительства. Использование композитной арматуры в методе комбинированного армирования включает замену традиционной стальной на арматуру из стеклопластика и другие виды композитной арматуры. Это особенно полезно в агрессивных средах, где стеклопластик может обеспечить лучшие долговременные характеристики, чем стальная арматура [78-81,85,90,97,105,106,109,112,114,119,121,122,123].

Связи с этим представлен альтернативный вариант облегчённых монолитных плит, изгибаемых в двух направлениях с комбинированным армированием (по краям плиты - стальная арматура, а по центру – стеклопластиковая, в качестве вкладыша арболитовые блоки).

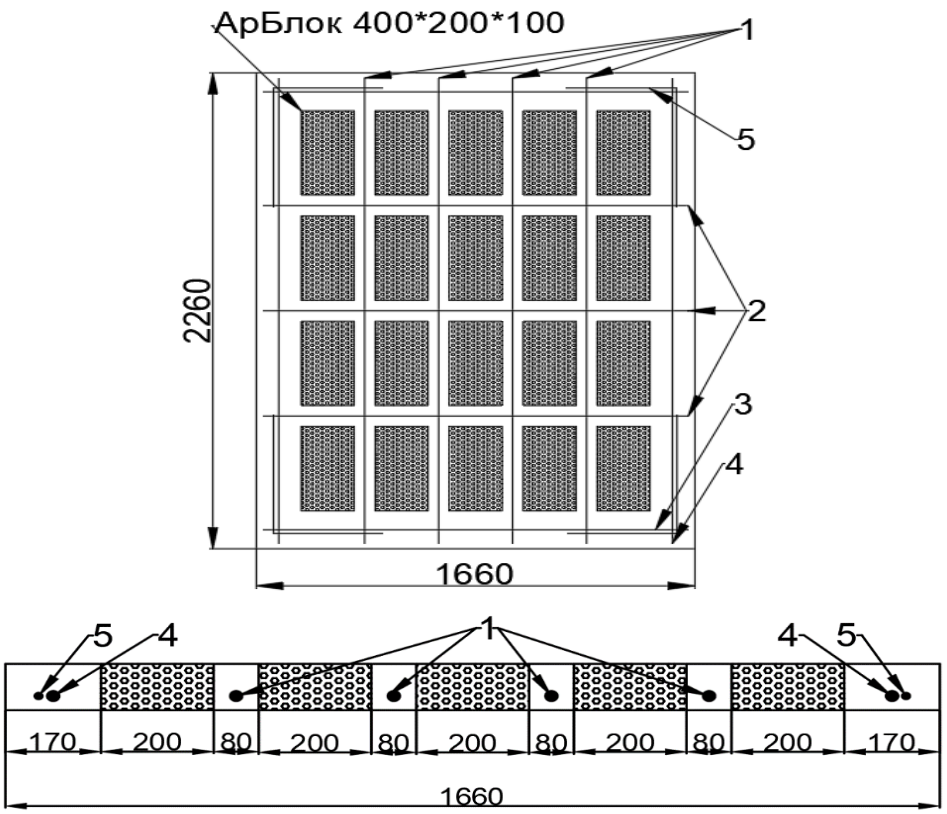


Рисунок 1.12. - Предложенный вариант облегченных плит

1. A_{sl}^{0} – центральная длинная (композит), 2. A_{sb}^{o} – центральная короткая (композит), 3. A_{sl}^{k} – крайняя короткая (сталь), 4. A_{sb}^{k} –крайняя длинная (сталь), 5. Ребро жесткости

1.5. Выводы по главе 1

1. Альтернативный вариант облегченных монолитных плит, изгибаемых в двух направлениях, с комбинированным армированием на основе теоретических и инженерных подходов позволяет значительно снизить материалоемкость в промышленном и гражданском строительстве. Более того, этот вариант способствует частичному использованию композитной арматуры, так как имеет множество преимуществ.

2. На основе анализа опыта применения комбинированных конструкций имеющихся теоретических и экспериментальных исследований видна тенденция к повышению интереса застройщиков. Поэтому совершенствование таких конструкций и систем из них, а также проведение экспериментально-теоретических исследований является актуальной задачей.

3. Анализ опыта применения комбинированных конструкций при воздействии различных зданий и сооружений показал, что тенденция наблюдается, а теоретические и экспериментальные исследования проводятся в разных странах.

4. В основном экспериментальные и теоретические исследования проводились для балочных конструкций на основе существующих (традиционных) теоретических положений и методов: учет композитной арматурой в комбинированных конструкциях сводился к усовершенствованию на основе эмпирических данных.

5. Не выявлены теоретические и экспериментальные исследования плитных и оболочечных конструкций, работающих в двух направлениях (типа балка-стенка и оболочка).

6. Опыт практического применения «комбинированных конструкций» показывает необходимость дальнейших исследований по направлениям:

– разработка теоретических положений и моделей неоднородных композитно-комбинированных сред (механика твердого тела) с учетом специфических свойств композитов и свойств их сцепления друг с другом. В

этом направлении необходимо установить критерии, определяющие переход текущего напряженно-деформированного состояния в критическую стадию (предельное состояние);

– проведение экспериментальных исследований для сложных нагружений, создающих объемное напряженное состояние и состояние типа «оболочки»;

– разработка вероятностных моделей неоднородно-композитных сред с целью анализа надежности таких объектов при различной изменчивости параметров их элементов (тяжелый, легкий бетоны, пластиковая, металлическая арматура);

– анализ неоднородно-комбинированных сред с позиции рационального и оптимального соотношения их компонентов (оптимальность с позиции максимальной несущей способности, минимальной стоимости).

Глава 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОБЛЕГЧЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ПЛИТ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ (ОПКА)

2.1. Цель и задачи экспериментального исследования

Целью работы является изучение и получение реальных картин, отражающих особенности НДС облегченных плит перекрытий и покрытий со стальным и комбинированным армированием при изгибе, вызванном действием распределенных нагрузок, расположенных по всей поверхности плиты.

В этой главе представлены структурные испытания, включая подробные сведения об элементах испытаний, экспериментальных параметрах, методах подготовки, оборудовании, экспериментальной установке и процедуре испытаний.

В соответствии с поставленной целью исследовались следующие задачи:

– возможность замены стальной арматуры на композитные арматуры и соответствия характеристик требованиям норм и ГОСТов;

– характер разрушения в плитах с комбинированным армированием для разработки методов расчета;

– влияние начальных параметров на изменение характеристик, получаемых из испытания (нагрузки, схема разрушения, появление трещин, ширина раскрытия трещин, величин прогибов, деформации удлинения и укорочения в пролетных сечениях бетона);

– влияние процента армирования (стеклопластиковая арматура) на прочность, жесткость и трещиностойкость облегченных плит с комбинированным армированием;

– характер распределения деформаций удлинения или укорачивания в пролетных сечениях зоны бетона облегченных плит от момента их нагружения до стадии разрушения;

– влияние на распределение прогибов от действия комбинированной арматуры, расположенной в средней зоне облегченных плит;

– фактическое образования трещин по всей поверхности плиты;

– зависимость прогибов плиты при возрастании нагрузки.

2.2. Параметры опытных образцов

Для достижения поставленных целей было изготовлено пять серий облегченных прямоугольных плит размерами 2260×1660×100 мм. Каждая серия содержит по два образца. За исключением 3,4 серии. Облегченные плиты изготовлены с комбинированным армированием.

Первая серия облегченных плит (условное обозначение ОП-1) изготовлена полностью с традиционным армированием, т.е. из мягкой арматурной стали A_{sa}^{k}-2Ø12, A_{sb}^{k} - 2Ø10, A_{sa}^{o}3Ø6, A_{sb}^{0}4Ø8 класса А400. В остальных сериях использовалось комбинированное армирование, т.е. крайнее армирование из стали, а по центру во всех сериях выполнено из стеклопластиковой арматуры различных диаметров.

Во второй серии облегченных плит (ОП-2 с комбинированным армированием) крайнее армирование выполнено из стали A_{sa}^{k}-2Ø12, A_{sb}^{k} - 2Ø10, а центральное армирования из стеклопластиковой арматуры $АСК_{а}^{о}$ - 3Ø8мм, $АСК_{b}^{о}$ - 4Ø8мм. В плитах третьей серии ОП-3, ОП-4 крайнее A_{sa}^{k}-2Ø10, $A_{sв}^{k}$-2Ø12, центральное из стеклопластиковой арматуры $АСК_{а}^{о}$ - 3Ø6мм, $АСК_{b}^{о}$ - 4Ø10мм. Четвертая серия ОП-5 крайнее армирование A_{sa}^{k}-2Ø6, A_{sb}^{k} - 2Ø10, центральное армирование $АСК_{а}^{о}$ - 3Ø4мм, $АСК_{b}^{о}$ - 4Ø8мм.

Таблица 2.1 - Геометрические характеристики и армирование опытных образцов

Параметры		Серия				
		ОП-1	ОП-2	ОП-3	ОП-4	ОП-5
Прочность бетона на день испытания R_b (мПа)		24,80	24,56	29,31	12,41	13,08
Модуль упругости бетона по расчету E_b (мПа)		31000	30919	33242	21767	22454
Армирование	A_{sa}^{k} (см^2)	2Ø12 (2,62)	2Ø12 (2,62)	2Ø10 (1,578)	2Ø10 (1,578)	2Ø6 (0,566)
	A_{sb}^{k} (см^2)	2Ø10 (1,578)	2Ø10 (1,578)	2Ø12 (2,62)	2Ø12 (2,62)	2Ø10 (1,578)
	$АСК_{а}^{о}$(см^2)	A_{sa}^{o}3Ø6 (0,849)	3Ø8 (1,509)	3Ø6 (0,849)	3Ø6 (0,849)	3Ø4 (0,378)
	$АСК_{b}^{о}$(см^2)	A_{sb}^{0}4Ø8 (2,012)	4Ø8 (2,012)	4Ø10 (3,156)	4Ø10 (3,156)	4Ø8 (2,012)

Примечание: 1) A_{sb}^{0} ($АСК_{b}^{о}$)– местоположение арматур в центральных ребрах по длинной стороне, 2) A_{sa}^{o} ($АСК_{а}^{о}$) местоположение арматур в

центральных ребрах по короткой стороне, 3) A_{sl}^{k} – местоположение стальной арматуры в крайних ребрах по короткой стороне, 4) A_{sb}^{k} – местоположение стальной арматуры в крайних ребрах по длинной стороне, 5) ребро жесткости

Кроме того, в точках опор выполняется усиления в виде поперечной арматуры из стальной арматуры Ø6 мм класса А400, чтобы исключить возможность разрушения плиты в опорах (рис 2.3).

А также для снижения собственного веса и уменьшения расхода материалов применяли арбалитовые блоки в качестве вкладыша облегчённых плит. Арболит – легкий бетон на цементном вяжущем, органических заполнителях и химических добавках, в том числе регулирующих пористость [60]. Также он известен как древобетон.

Геометрические размеры и характер армирования облегченных плит представлены на (рис. 2.1)

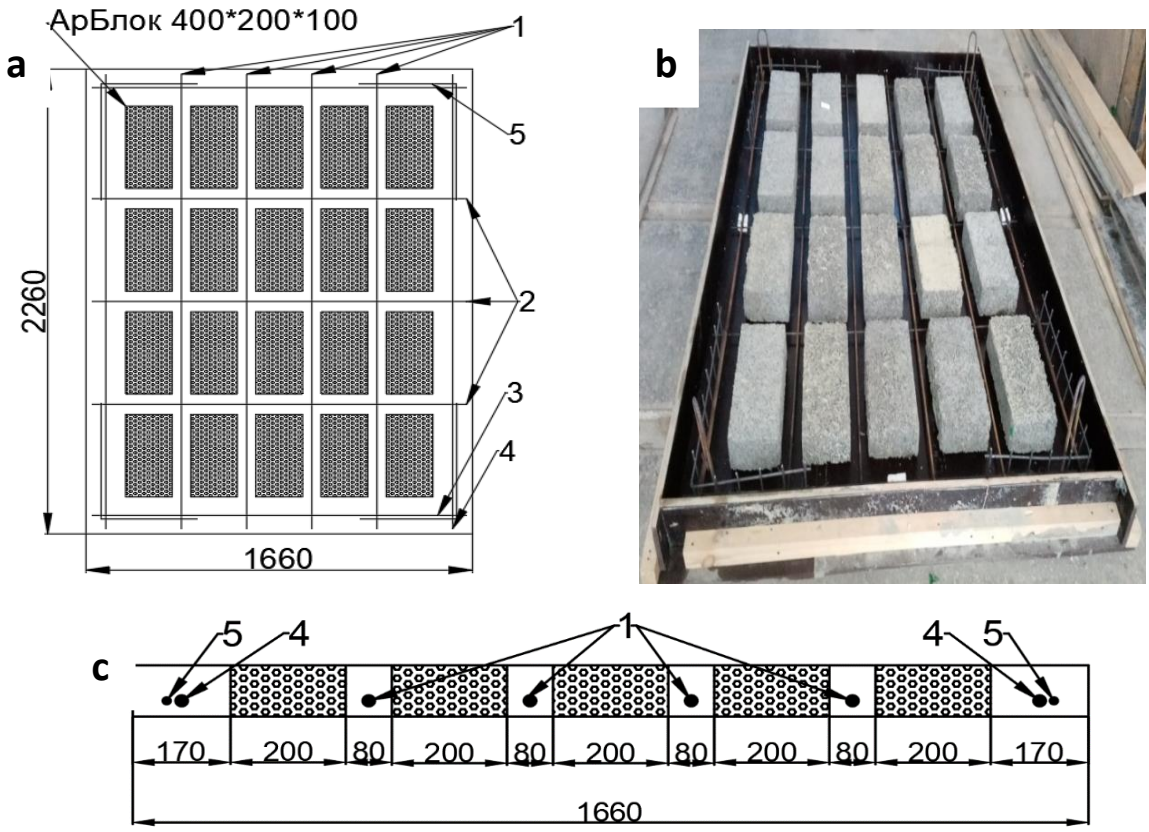


Рисунок 2.1. - Первая серия облегченной плиты армированной стальной арматуры

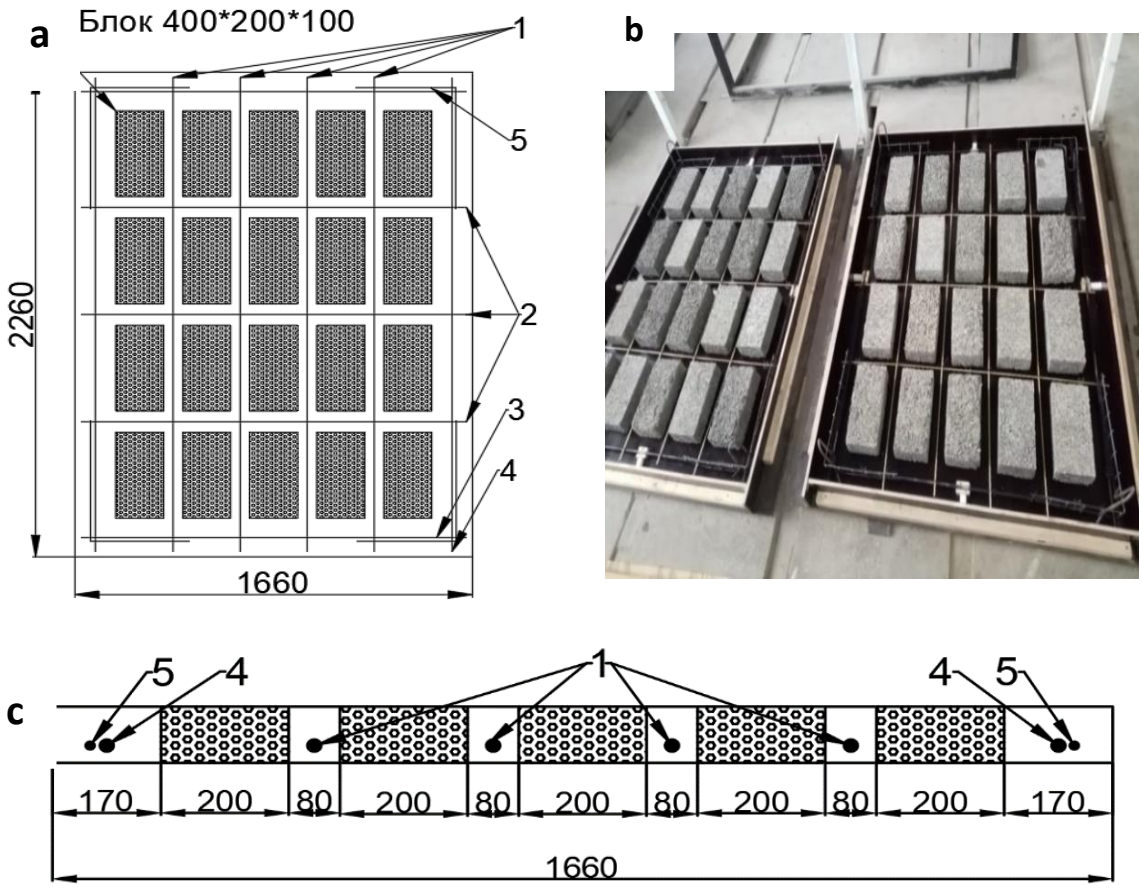


Рисунок 2.2. - Другие серии облегченных плит, армированных композитной арматурой

a,b - укладка блоков и арматур, c – разрез плиты 1. As=4Ø8; 2. As=3Ø6; 3. As=2Ø10; 4. As=2Ø12: 5. ребро жесткости

Примечание: a,b - укладка блоков и арматур, c – разрез плиты, 1) $АСК_b^o$ *– местоположение арматур в центральных ребрах по длинной стороне, 2)* $АСК_a^o$*) местоположение арматур в центральных ребрах по короткой стороне, 3)* A_{sl}^k *– местоположение стальной арматуры в крайних ребрах по короткой стороне, 4)* A_{sb}^k *– местоположение стальной арматуры в крайних ребрах по длинной стороне, 5) ребро жесткости*

На рис 2.3 показаны расположение арбалитовых блоков для уменьшения массы плиты, ребра жесткости в точках опоры в виде поперечной арматуры для исключения возможности разрушения плиты в опорах и четыре подъемных анкера (Ø 12 мм) на противоположных сторонах опалубки для обеспечения безопасного подъема плит.

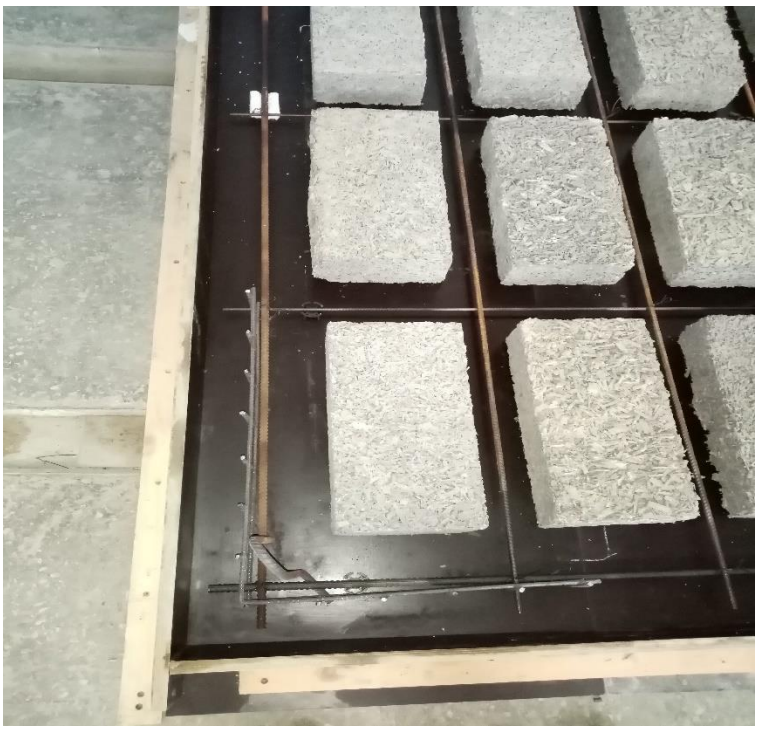


Рисунок 2.3. - Ребро жесткости и арболитовые блоки

2.3. Методика изготовления опытных образцов

Изготовление опытных образцов выполнено в лабораторном корпусе ЮУрГУ (Челябинская область, г. Челябинск). Класс бетона варьировался от В12,5 до В30. В виде заполнителя бетона использовались гранитный щебень размером 0,6-16 мм и песок с модулем упругости Мк 2,1-2,35. Вяжущее – ПЦ40.

Перед установкой всех материалов внутренняя поверхность опалубки была смазана маслом, чтобы облегчить процесс извлечения плиты из опалубки.

Бетон укладывался в опалубку с последующим уплотнением вибратором. Затем комбинированная плита была покрыта специальной тканью и оставлена для отверждения. Образцы были демонтированы на 28-й день после бетонирования с последующим твердением в естественных условиях.

Для каждой серии плит во время заливки были взяты дополнительные 6 кубов и 3 призмы размером 10×10×10 см и призмы размером 10×10×40 см из

свежего бетона для последующего контроля прочности и деформируемости бетона, которые подвергались вибрации на вибростоле.

В основном две идентичные комбинированные плиты каждой серии были отлиты из одной партии привозного бетона.

После заливки верхнюю бетонную поверхность выровняли как можно лучше. На следующий день литые элементы были промаркированы и покрыты мокрой тканью.

Рисунок 2.4. - Процесс бетонирования

2.3.1. Арболитовые блоки

Арболит (arbre - дерево) либо древобетон – это строительный материал, относящийся к классу легкого бетона. Состоит на 80% из органического заполнителя (щепа – измельченная древесина), вяжущих компонентов (цемент) и химических добавок (сульфат алюминия, нитрат и хлорид кальция).

Изделия из арболита могут быть в виде блоков, панелей, плит покрытия (для утепления кровли и пола), перекрытий (армированных железобетонной конструкцией), а также в виде монолита.

Одной из наиболее важных характеристик материала, который применяется в строительстве зданий, является показатель его предельной

прочности на сжатие. Для арболита этот показатель зависит от назначения и состава смеси.

Предел прочности арболита на сжатие (для теплоизоляционных и конструкционных блоков) указан в таблице 2.2.

Таблице 2.2. - Предел прочности арболита на сжатие

Вид арболита	Класс по прочности на сжатие	Марка по прочности при осевом сжатии	Измельченная древесина	Средняя плотность, кг/м3, арболита		
				Костра льна или дробленые стебли хлопчатника	Костра конопли	Дробленая рисовая солома
Теплоизоляционный	В0,35	М5	400-500	400-450	400-450	500
	В0,75	М10	450-500	450-500	450-500	
	В1,0	М15	500	500	500	
Конструктивный	В1,5	-	500-650	550-650	550-650	600-700
	В2,0	М25	500-700	600-700	600-700	-
	В2,5	М35	600-750	700-800	-	-
	В3,5	М50	700-850	-	-	-

Размер используемых нами арболитов составлял 400х200х200мм и имел следующие характеристики: водопоглощение 40-75, теплопроводность 0,11.

Так как толщина комбинированных плит составляла 100мм, арболитовые блоки были распилены пополам для размещения в опалубку (рис2.5).

Рисунок 2.5. - Распиленные блоки

Соответственно, было проведено испытание арболитовых блоков для определения и подтверждения прочности блоков на сжатие и изгиб во время испытания комбинированных плит.

Рисунок 2.6. - Расположения приборов

Испытание арболитовых блоков проводилось поэтапным нагружением от действия сосредоточенных сил. После каждого этапа нагружения делалась выдержка не менее 30 минут. Перед загружением и в конце выдержки снимали показания по приборам.

2.3.2. Стальная и композитная арматура

Модуль упругости арматуры является одной из основных переменных данного исследования. Следовательно, репрезентативные образцы арматуры FRP (АСК) были испытаны на одноосное растяжение для определения их модуля упругости, а также предельных напряжений и деформаций. Типичные стальные арматурные стержни также были испытаны на их предел текучести и предел прочности при растяжении.

Арматура из стеклопластика была испытана на разрывной машине INSTRON с гидравлическими захватами согласно соответствующему стандарту ГОСТ 32492-2015. Для контроля указанных характеристик были проведены контрольные испытания арматуры в лаборатории Южно-Уральского

государственного университета, сектора испытания строительных конструкций (АСИ), на испытательной машине INSTRON. Свойства арматуры из стеклопластика приведены ниже.

Поскольку арматура из стеклопластика мягкая, для ее испытания на растяжение требуются захваты. Захваты для арматуры из стеклопластика были изготовлены из стальных труб согласно ГОСТ 32492-2015.

Рисунок 2.7 - Испытание арматуры на машине

2.4. Методика проведения экспериментальных работ

Испытания плит распределенной нагрузкой проводились путем поэтапного нагружения до разрушения. На каждом этапе загрузки плиты создавалась выдержка для проверки состояния плиты, снятия показаний с помощью механических приборов, фиксации и измерения ширины раскрытия трещин. Показания механических приборов (прогибомер и индикатор) снимались дважды на каждом этапе: сразу после приложения нагрузки и после 25-30-минутной выдержки.

В процессе испытания опытных образцов определялись:

– линейные перемещения (прогибы) пролетных сечений плиты, которые фиксировались – М. М. Максимова ПМ-2 с ценой деления 0,1 мм.

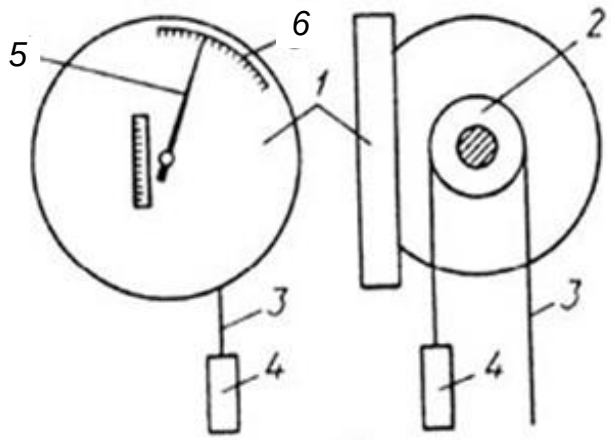


Рисунок 2.8. - Схема прогибомера М. М. Максимова ПМ-2

1 – корпус; 2 – барабан; 3 – нить (проволока); 4 – груз-цилиндр; 5 – циферблатная стрелка; 6 – шкала; 7 – шток;

– деформация удлинения или укорочения бетона в пролетных сечениях, по краям, которые измерялись механическими индикаторами часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм.

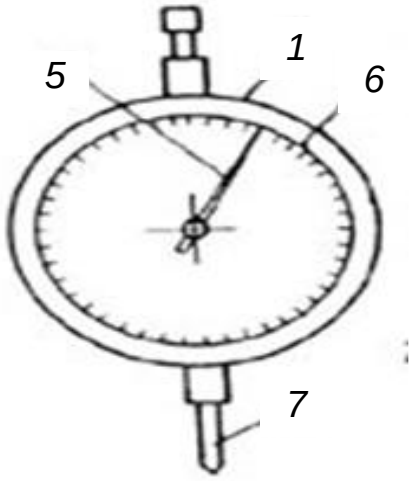


Рисунок 2.9. - Схема индикатора часового типа

– ширина раскрытия трещин на уровне центра тяжести растянутой арматуры - микроскопом Бриннеля МПБ-2 с 25-кратным увеличением.

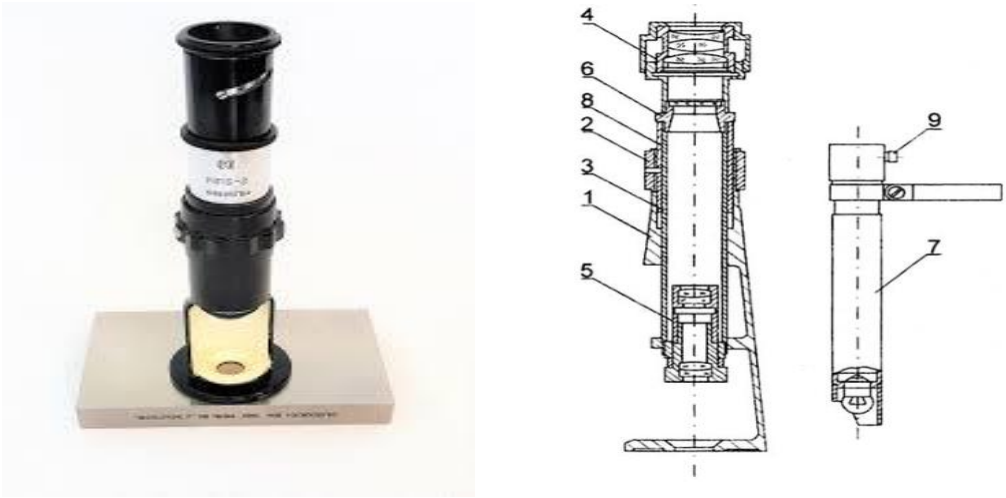


Рисунок 2.10. - Структурная схема МПБ-2

1. Колонка; 2. Установочное кольцо; 3. Тубус; 4. Окуляр; 5. Объектив; 6. Сетка; 7. Осветитель; 8. Труба тубуса; 9. Ручка осветителя.

– величина разрушающей нагрузки
– характер разрушения образцов (хрупкость, пластичность)
– характер и образование трещин

Предварительно перед началом основного испытания облегченных плит выполнялось выравнивание величины реакций крайних опор, чтобы при испытании отклонения реакций по каждой опоре не превышали 3% при нагрузке, равной 5% от ожидаемой разрушающей нагрузки.

Испытания плит распределенной нагрузкой проводились путем поэтапного нагружения до уровней нагрузки, соответствующих расчетным для первого и второго предельным состояниям по методике, соответствующей ГОСТ 8829-2018. На каждом этапе загрузки плиты выдавалась выдержка для проверки состояния плиты, снятия показаний с помощью механических приборов, фиксации и измерения ширины раскрытия трещин. Показания механических приборов (прогибомер и индикатор) снимались дважды на каждом этапе: сразу после приложения нагрузки и после 25–30-минутной выдержки.

Облегченные плиты устанавливались как свободно опертые, работающие в двух направлениях, и опирались по четырем углам. При этом по трем углах

облегченных плит устанавливались шарнирные подвижные опоры, а четвертый угол опирался на шарнирно-неподвижную опору. Схема испытательной установки и расположение измерительных приборов приведены на рис. 2.11.

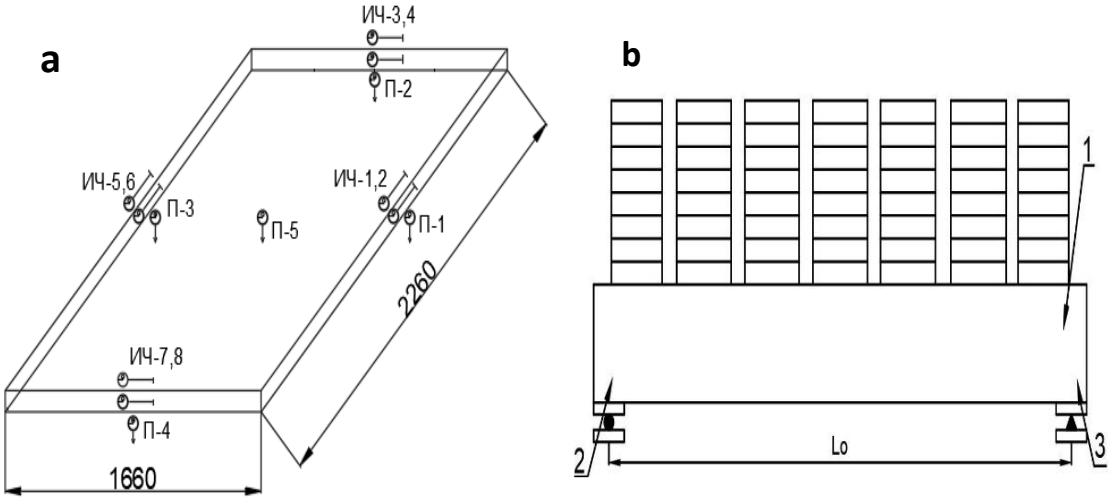


Рисунок 2.11. - (a) Расстановка приборов и схема нагружения экспериментальной плиты (b) при испытании

1) объект испытания, 2) шарнирно-подвижная опора, 3) шарнирно-неподвижная опора

Для измерения вертикальных прогибов использовались пять прогибомеров. Четыре на крайних ребрах длинной и короткой сторон (П-1,2,3,4) и один в центральной зоне плиты (П-5). А также четыре индикатора в середине пролета на уровне растянутой арматуры (ИЧ-1,3,5,7) и четыре индикатора в середине пролета на сжатой зоне бетона (ИЧ-2,4,6,8).

2.5. Результаты экспериментальных исследований

В этом разделе рассматриваются экспериментальные данные, полученные при испытании облегченных плит с комбинированным армированием. Данные рассматриваются отдельно для каждого образца. Вместо этого представлены различные категории данных и определены типичные поведения образцов. Объясняются любые отклонения от общего поведения. Затем исследуются деформация, прогиб, образование трещин и ширина раскрытия бетона на всем этапе нагружения.

2.5.1. Результаты испытаний контрольных кубов

Контрольные кубы с размерами 100х100х100мм и призмы с размерами 100х100х400мм были испытаны для определения прочностных и деформационных свойств монолитного бетона.

Бетонные кубы были испытаны в соответствии с ГОСТ 10180-90. Прочность каждой плиты определялась путем испытания трех кубов. Во время испытания кубики нагружались со скоростью 0,4-0,6 МПа/с. Прочность бетона определялась с использованием масштабного коэффициента α, равного 0,93. В результате испытаний была определена средняя кубиковая прочность (R) каждой серии бетона.

Прочность бетона на растяжение определена по эмпирической формуле Фере:

$$R_{bt}=0{,}232R^{2/3}.$$

Результаты испытания контрольных кубов и неразрушающего контроля прочности бетона в табл. 2.3.

Таблица 2.3. Результаты испытания контрольных кубов

Серия	Кубиковая прочность бетона			
	1	2	3	Средняя кубиковая прочность
1	32,9	35,5	33,9	34,1
2	36,08	33,89	31,24	33,73
3	40,88	41,27	40,96	40,76
4	21,73	22,36	21,54	16,56
5	22,93	23,30	22,56	17,48

Модуль упругости (E_b) вычислен для каждого образца при уровне нагрузки, составляющей 30% от разрушающей, по формуле

$$E_b=\sigma_1/\varepsilon_{1y},$$

где $\sigma_1=P_1/F$ – приращение напряжения от условного нуля до уровня внешней нагрузки, равной 30% от разрушающей; P_1 – соответствующее приращение внешней нагрузки; ε_{1y} – приращение упругомгновенной относительной продольной деформации образца, соответствующее уровню нагрузки $P_1 = 0.3P_p$.

2.5.2. Результаты испытаний арболитовых блоков

Результаты испытаний арболитовых блоков подтверждают, что арболитовые блоки хорошо работают на сжатие. Чем выше плотность арболитовых блоков, тем выше прочность. При испытаниях арболитовые блоки соответствуют марке М15, которая выдерживает 15 кг на сантиметр поверхности. Это норма (ГОСТ 8462-85, ГОСТ 12730.0,1,2-78) для конструкционных и теплоизоляционных блоков. Разрушающая нагрузка достигает 3840 кгс, перемещение при этой нагрузке по первому индикатору 0,7 мм, по второму индикатору 0,77 мм. Перемещение показывает нелинейное поведение. Зависимость «нагрузка-перемещение» на сжатие представлена на рис.2.12.

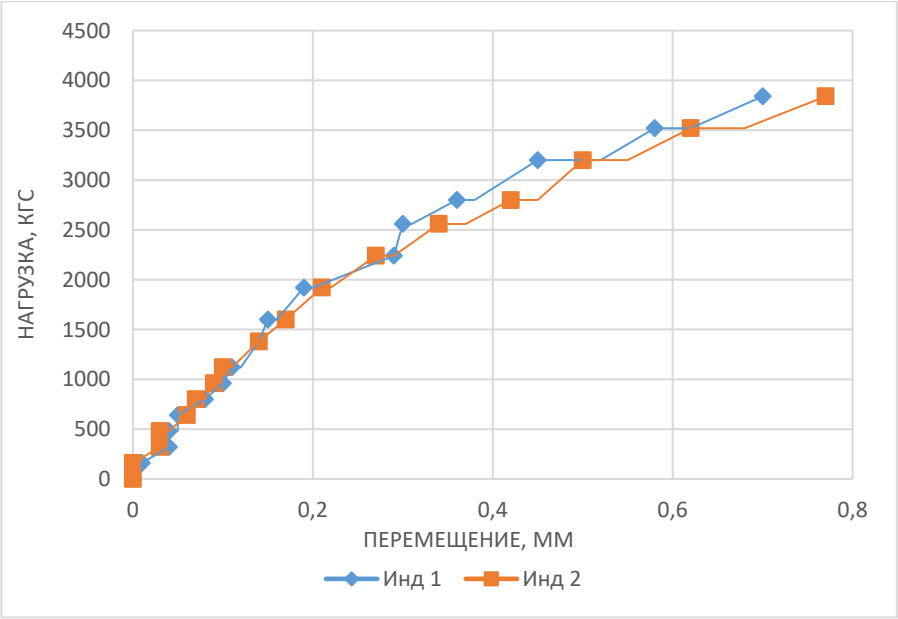


Рисунок 2.12. - Зависимость «нагрузка-перемещение» на сжатие

Испытание на изгиб показывает не очень хорошее поведение. До уровня нагрузки 480-720 кгс перемещение не наблюдается. При испытании трещин не наблюдается, но слышен специфический треск, что свидетельствует об обрыве волокон. Далее при увеличении нагрузки наблюдается незначительное смещение и резкое разрушение. Зависимость «нагрузка-перемещение» на изгиб представлена на рис. 2.13.

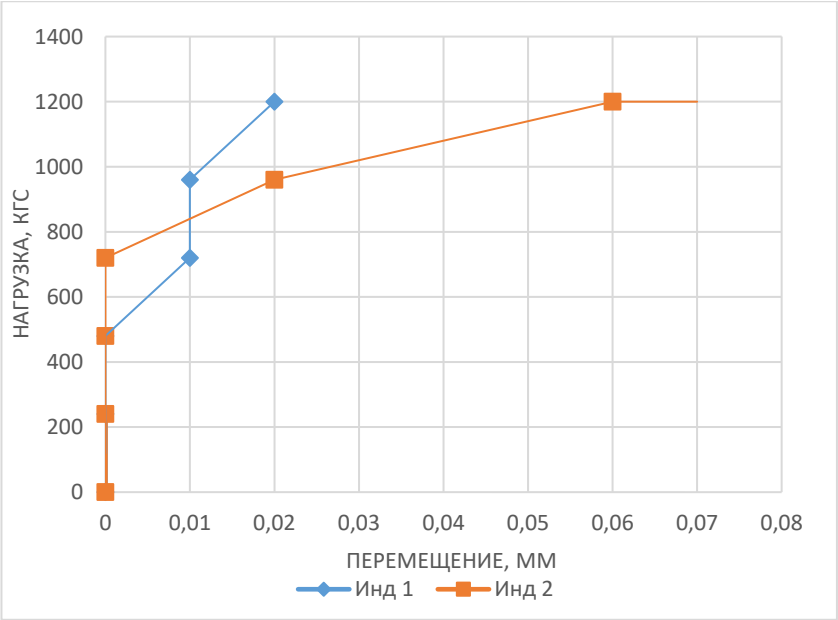


Рисунок 2.13. - Зависимость «нагрузка-перемещение» на растяжение

2.5.3. Результаты испытаний композитных арматур

В результате статистической отработки результатов испытаний были определены фактические физико-механические характеристики композитной и стальной арматуры (табл. 2.4).

Таблица 2.4 - Физико-механические характеристики композитной и стальной арматуры

Марка стали. Класс арма-туры	Модуль Упругос-ти (МПа)	Физические текучести		Площадка текучести		Зона само-упрочнения		Временное сопротивление	
		Напряже-ния (МПа)	Относи-тельные дефор-мации	Напря жения (МПа)	Относи тель-ные дефор-мации	Напря-жения (МПа)	Относи тельные дефор-мации	Напря жения (МПа)	Относи тель-ные дефор-мации
1	3	4	5	6	7	8	9	10	11
А400	197570	219,0…. 248,0	0,00019 ... 0,00089	219,0.. 280,0	0,0011 ... 0,0022	225... 400	0,0009 … 0,01	374… 400	0,013.. 0,017
АСК	48308	-	-	-	-	-	-	1040	0,0026

Предел текучести стальной арматуры при растяжении определялся стандартными испытаниями на растяжение и получил средний предел текучести R_S = 374,5 МПа; получен модуль упругости при растяжении Es = 197,57 ГПа. Кроме того, проводились испытания на растяжение для оценки свойств арматуры из стеклопластика. Прочность на растяжение, R_F = 1040 МПа, и модуль упругости при растяжении, E_F = 48,308 ГПа, получены в результате испытаний на растяжение арматуры из стеклопластика.

2.6. Результаты испытаний опытных образцов

Процесс испытания и оценка их результатов проводились в соответствии с нормативным документом ГОСТ 8829-2018. В результате экспериментальных испытаний нами были получены следующие экспериментальные данные при испытании плит, изгибаемых в двух направлениях комбинированной конструкции на действие поперечной нагрузки: характер разрушения, процесс образования и развития трещин, изменения прогибов и ширина трещин, величин разрушающих нагрузок, деформация удлинения и укорочения бетона в пролетных сечениях плит.

В целом длительность испытаний составила от 6 до 11 часов. Во время испытания особое внимание было уделено контролю показаний приборов, позволяющих вычислять значения прогибов, деформацию удлинения и укорочения в сечениях плит, расположенных в середине сторон плиты.

2.6.1. Характер трещинообразования и ширина раскрытия трещин

Как отмечалось в предыдущих главах, одной из основных целей исследования является изучение образования и раскрытия трещин комбинированных плит. В связи с этим в ходе исследования было подтверждено, что характер образования и раскрытия трещин зависит от нескольких факторов, таких как прочность бетона, процент армирования и степень нагрузки в комбинированных плитах.

Образование первых трещин во всех образцах наблюдалось в сечениях пролета в растянутой зоне комбинированных плит, и с увеличением нагрузки трещины развивались по всей поверхности плиты.

А также образование, развитие и раскрытие трещин, расстояние между ними по всей длине элементов было пронумеровано и прослежено. На рис. 2.14 - 2.20 показаны типичные трещины и их развитие с увеличением нагрузки для всех образцов.

Следует отметить, что на всех образцах, где установлено ребро жесткости $l_0/4$ в виде поперечной арматуры (рис. 2.3), чтобы исключить разрушение плиты в опорах, трещин практически не наблюдалось.

Первая серия (**ОП-1)** комбинированных плит, как указано в параметрах (Таблица 2.1), полностью состоит из различной стальной арматуры. По сравнению с другими образцами, которые были армированы стеклопластиком, в процессе исследования не было обнаружено существенной разницы в образовании и раскрытии трещин.

Первый образец (ОП-1). Момент появления трещин (M_{crc}) и их раскрытие (A_{crc}) в данной плите фиксировался по краям длины в растянутых зонах на 6-м этапе загружения, ширина раскрытия составляла 0,05 мм при нагрузке 1440 кгс/м^2, которая составляет 27% от разрушающей нагрузки. Ширина раскрытия трещин определялась на уровне центра тяжести растянутой арматуры в пролетных сечениях плиты. На последнем этапе ширина раскрытия трещин составляла 2,5 мм.

Второй образец (ОП-2). Обнаружена усадочная трещина по бокам облегченной плиты, но никаких негативных последствий от ее наличия не наблюдалось. Первые трещины появлялись на нижней поверхности облегченной плиты при нагрузке 1008 кгс/м^2. Они развивались к внешним сторонам плиты. Ширина раскрытия трещин на 15-м этапе равнялась 2,5 мм.

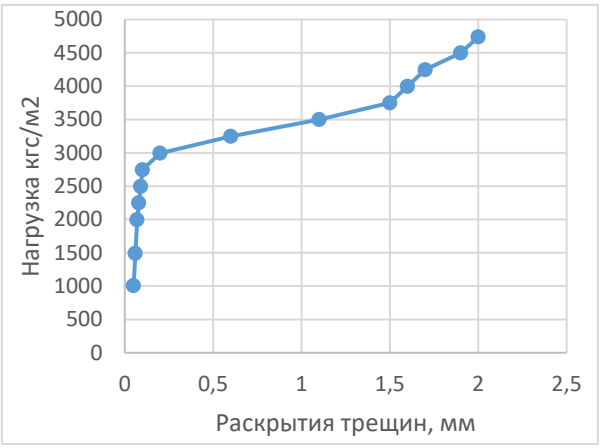


Рисунок 2.14. - Ширина раскрытия нормальных трещин в пролётных сечениях по длинной стороне плиты ОП-2 в зависимости от величины нагрузки

Третий образец (ОП-3). В предельных стадиях перед разрушением наибольшее раскрытие трещин наблюдалось в 13-м этапе по краям длинной стороны, которое составляло около 3,2 мм. Кроме того, в дополнение к ширине трещины в середине пролета была измерена ширина других трещин в зоне постоянного изгиба при дискретных уровнях нагрузки на нижнем волокне бетона.

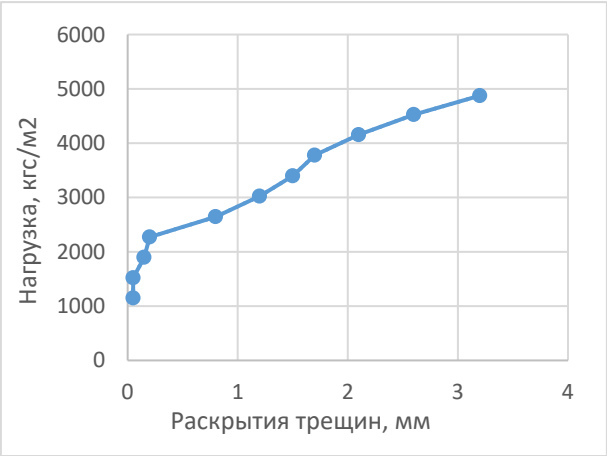


Рисунок 2.15. - Ширина раскрытия нормальных трещин в пролётных сечениях по длинной стороне плиты ОП-3 в зависимости от величины нагрузки

ОП-1,2,3 при испытаниях на короткой стороне плиты не достигли ни допустимой ширины раскрытия трещин **($F_{a, crc, ult}$),** ни допустимых прогибов **($F_{f, ult}$).** Это было связано с тем, что длинная сторона плиты подвергалась более высоким напряжениям и изгибам, что привело к подъему опор.

Четвёртый образец (ОП-4). Образование нормальной трещины наблюдалось на 4-ом этапе при нагрузке 2004кгс/м^2. Наибольшее раскрытие трещины в образце перед разрушением наблюдалось на короткой стороне плиты, раскрытие трещины которой составляло около 1,8–2 мм, что подтверждает исчерпание изгибающей способности образца.

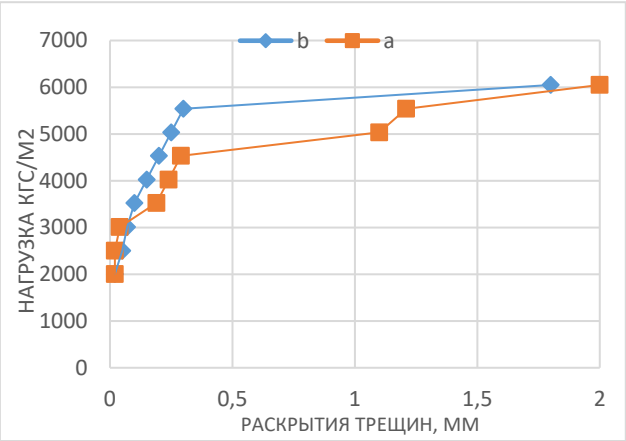


Рисунок 2.16. - Ширина раскрытия нормальных трещин в пролётных сечениях по длинной стороне плиты ОП-4 в зависимости от величины нагрузки

Пятый образец (ОП-5). В крайних сторонах при нагрузке 1508кгс/м2 образовывались нормальные трещины. Трещина в середине короткой стороны облегченной плиты получила большое раскрытие, затем с увеличением распределенной нагрузки её ширина увеличивалась. При разрушающей нагрузке ширина раскрытия трещин равнялась 1-2мм.

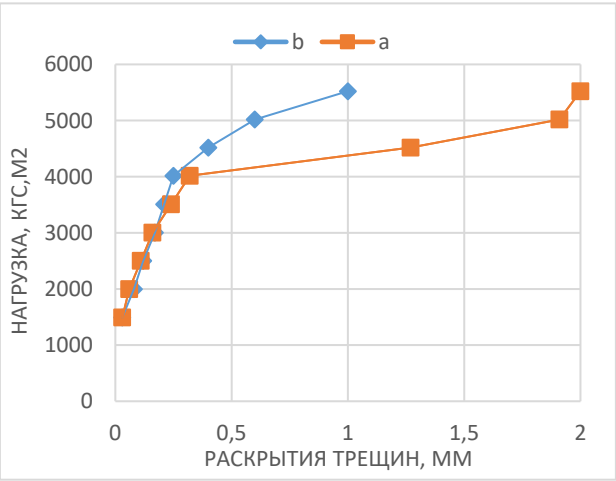


Рисунок 2.17. - Ширина раскрытия нормальных трещин в пролётных сечениях по длинной стороне плиты ОП-5 в зависимости от величины нагрузки

Шестой образец (ОП-6). Первые наклонные трещины появились на длинной стороне плиты при нагрузке 1508 кгс/м2. Однако с увеличением распределенной нагрузки трещины больше развивались на короткой стороне плиты, в результате наблюдалось начало образования пластического шарнира.

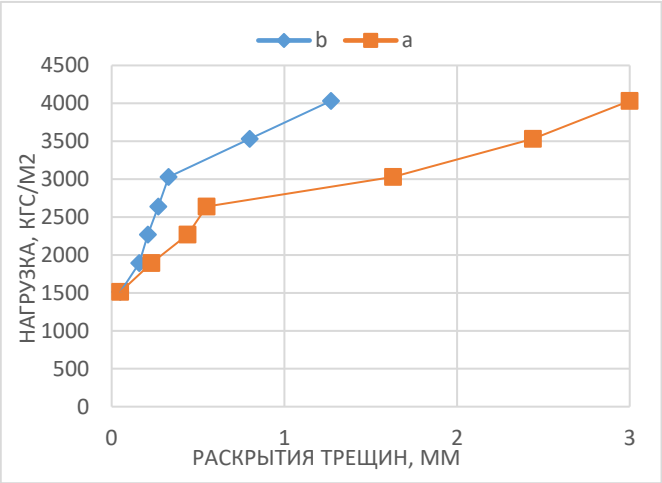


Рисунок 2.18. - Ширина раскрытия нормальных трещин в пролётных сечениях по длинной стороне плиты ОП-6 в зависимости от величины нагрузки

Седьмой образец (ОП-7). Нормальное трещинообразование наблюдалось на 5-ом этапе нагружения при нагрузке 1880 кгс/м2. Ширина трещины увеличивается с большой скоростью, а трещина проникает глубже. Наибольшее раскрытие трещины в 7-м образце на предельной стадии перед разрушением наблюдалось на короткой стороне плиты, раскрытие трещины которой составляло около1,6-3 мм.

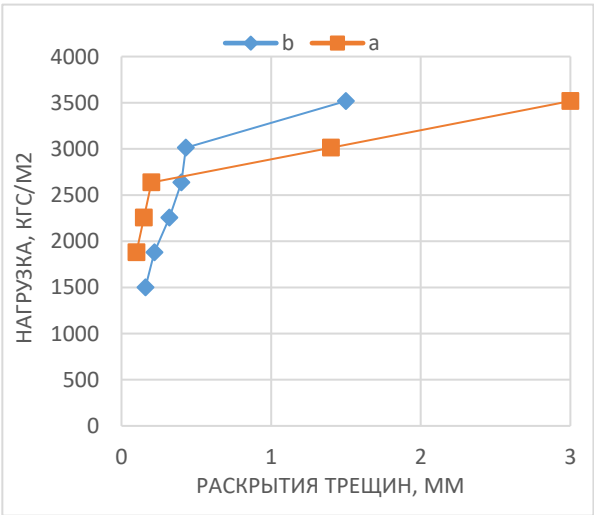
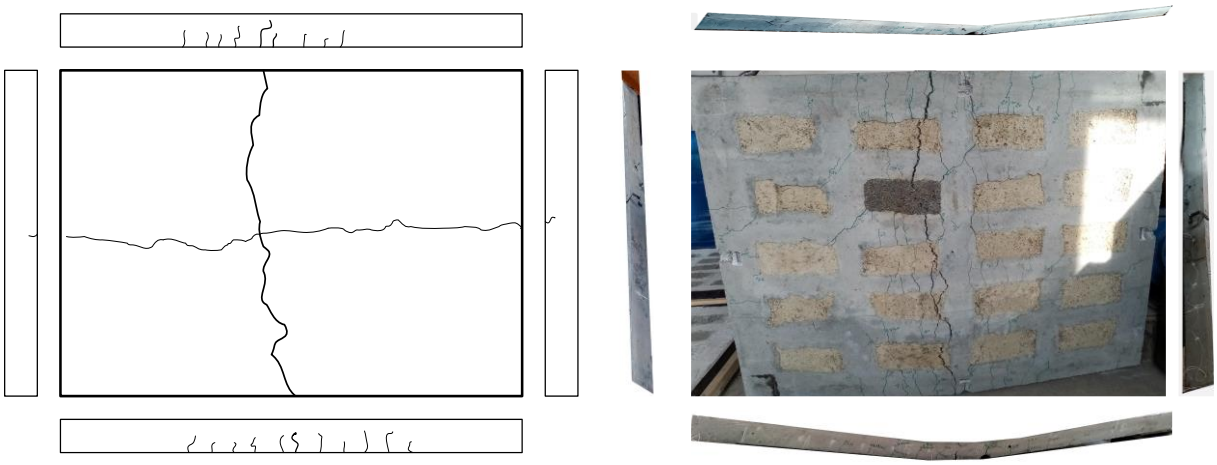


Рисунок 2.19. - Ширина раскрытия нормальных трещин в пролётных сечениях по длинной стороне плиты ОП-7 в зависимости от величины нагрузки

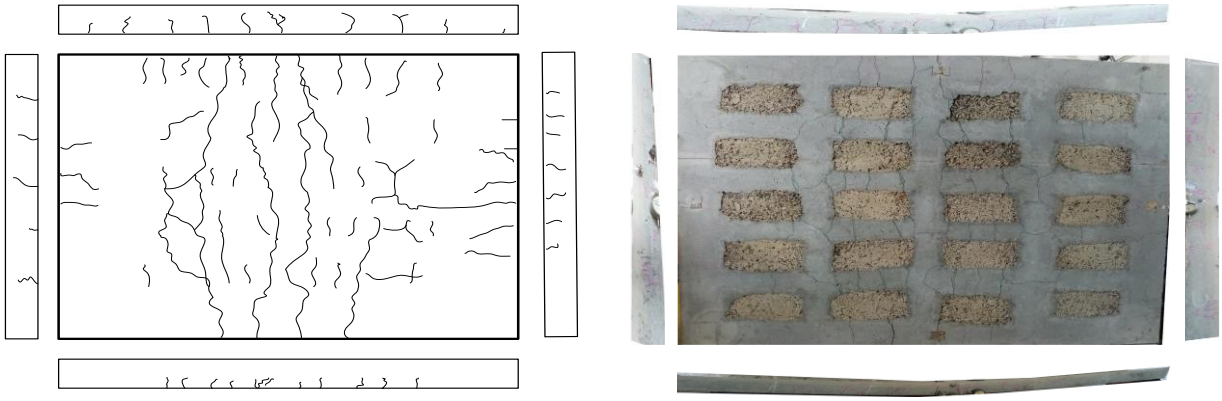
Ниже приводятся схемы и рисунки образования трещин всех образцов в нижней поверхности плиты и по боком длинной и короткой стороны.

ОП-1

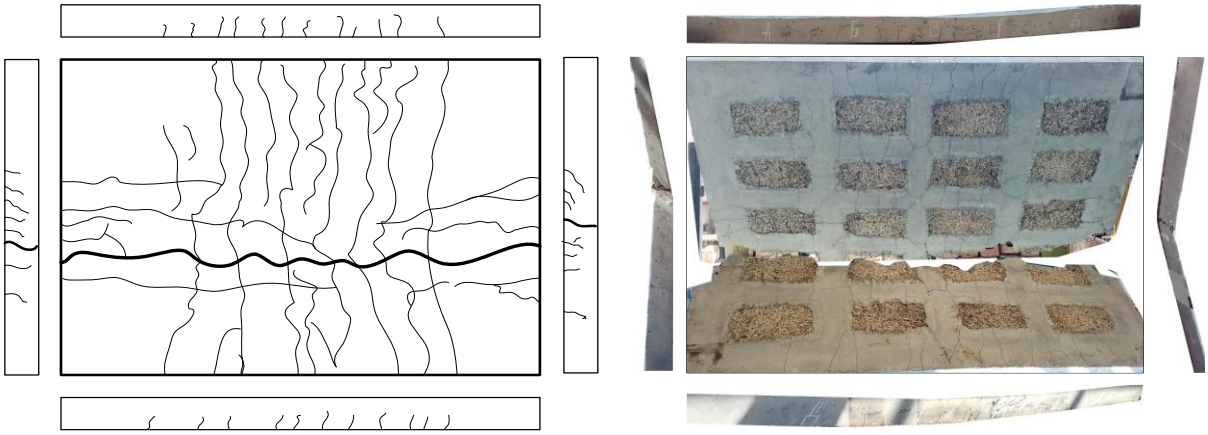


ОП-2

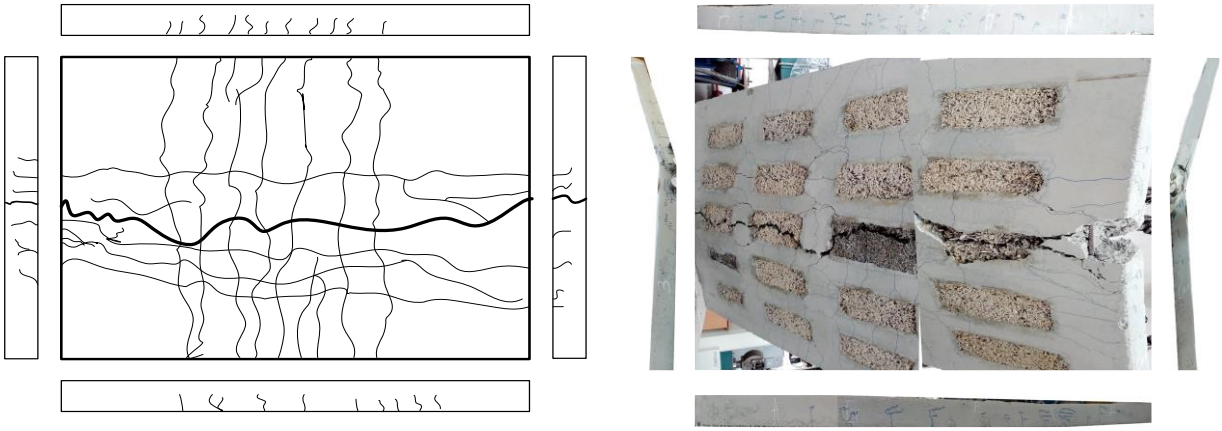
ОП-3



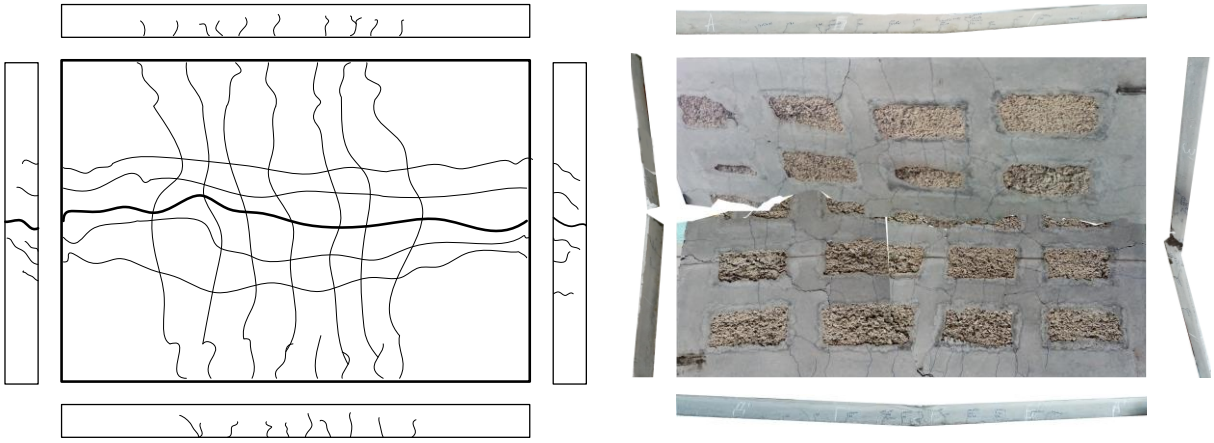
ОП-4



ОП-5



ОП-6



ОП-7

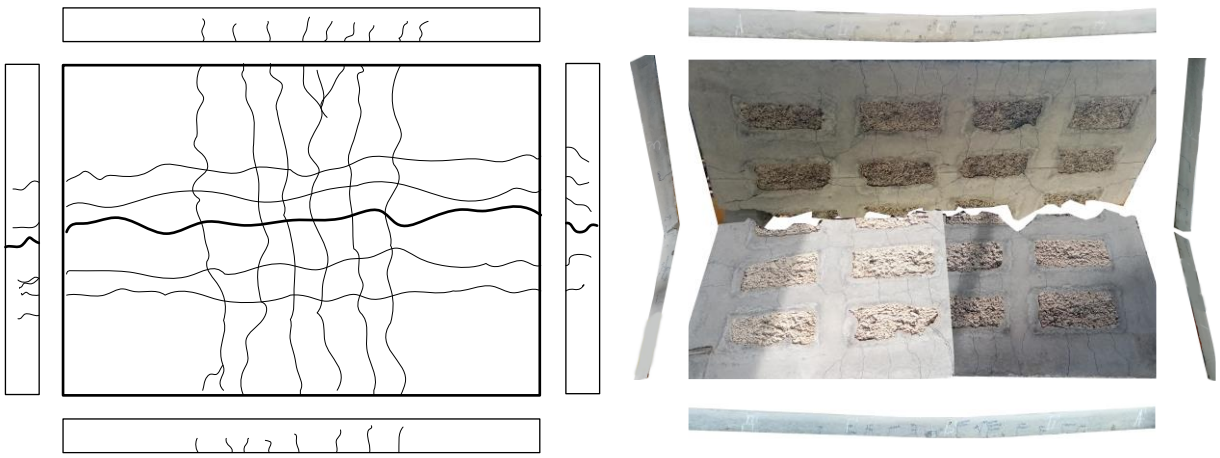


Рисунок 2.20. - Схема трещин всех образцов над обратной поверхностью плиты и по бокам плиты

2.6.2. Прогибы плит опытных образцов

Согласно методу испытаний прогиб каждого образца был измерен в пяти точках в наиболее напряженных участках на основе теоретических и численных исследований. Максимальный прогиб каждого образца наблюдался в пятой точке (П-5), расположенной в центре плиты.

Типичное экспериментальное соотношение «нагрузка-прогиб» показано на рисунках (3.10-3.18). Прежде чем возникнет какое-либо растрескивание, соотношение «нагрузка-прогиб» будет линейным, а прогибы почти несущественны, которые связаны с секцией бетона без трещин. Быстрое снижение жесткости комбинированных плит происходит с образованием первой трещины в середине пролета.

Первый образец (ОП-1). Графики показывают, что в образце 1 упругая работа плиты продолжается до 5-го этапа нагружения, затем после образования нормальной трещины в пролетном сечении плита переходит ко второму этапу работы. Максимальный прогиб 41,6 мм в П5. График зависимости прогибов представлен на рис. 2.21.

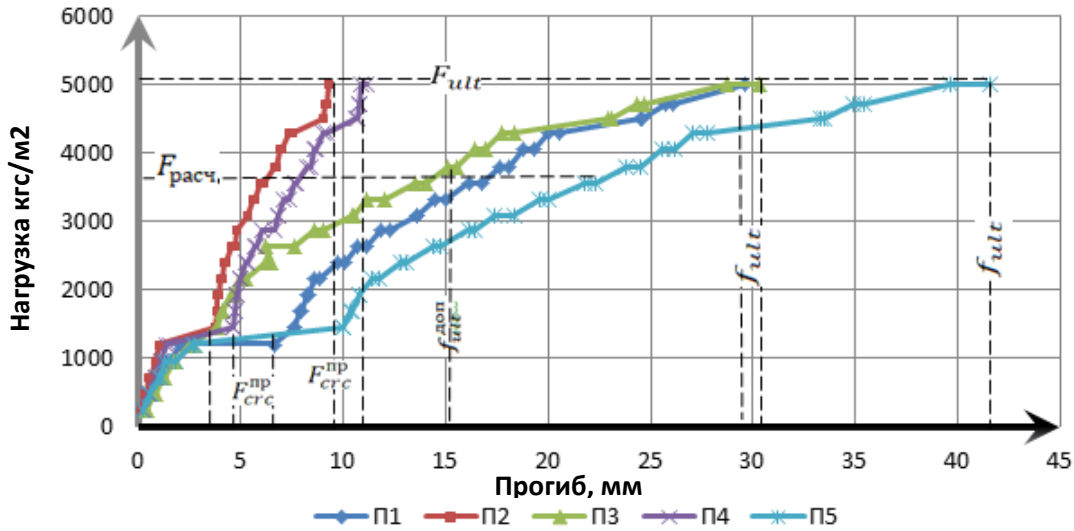


Рисунок 2.21. - Опытная зависимость «нагрузка – прогиб», ОП-1

Второй образец (ОП-2). Последующее значительное снижение жесткости связано с низким модулем упругости стеклопластиковых арматур и образованием больше трещин в зоне постоянного изгиба. После этого прогиб следует почти линейной зависимости от нагрузки до разрушения, в то время как существующие трещины расширяются и распространяются, а в пределах пролета образуются дополнительные трещины. Максимальный прогиб 72,1 мм в П5. График зависимости прогибов представлен на рис. 2.22.

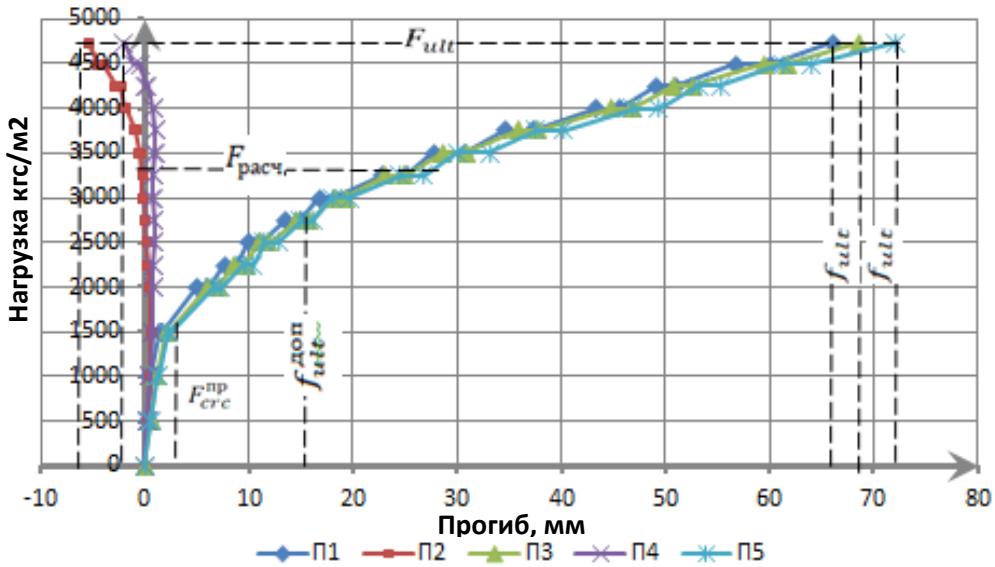


Рисунок 2.22. - Опытная зависимость «нагрузка – прогиб» ОП-2

Третий образец (ОП-3). В общем, за пределами первой трещины кривая «нагрузка-прогиб» может быть идеализирована по существу линейной

зависимостью. Другая более простая и адекватная идеализация - использование линейной зависимости нагрузки от прогиба от точки первого растрескивания до разрушения. Это линейное поведение связано с линейными свойствами стеклопластиковой арматурой. Максимальный прогиб 82мм в П5. График зависимости прогибов представлен на рис. 2.23.

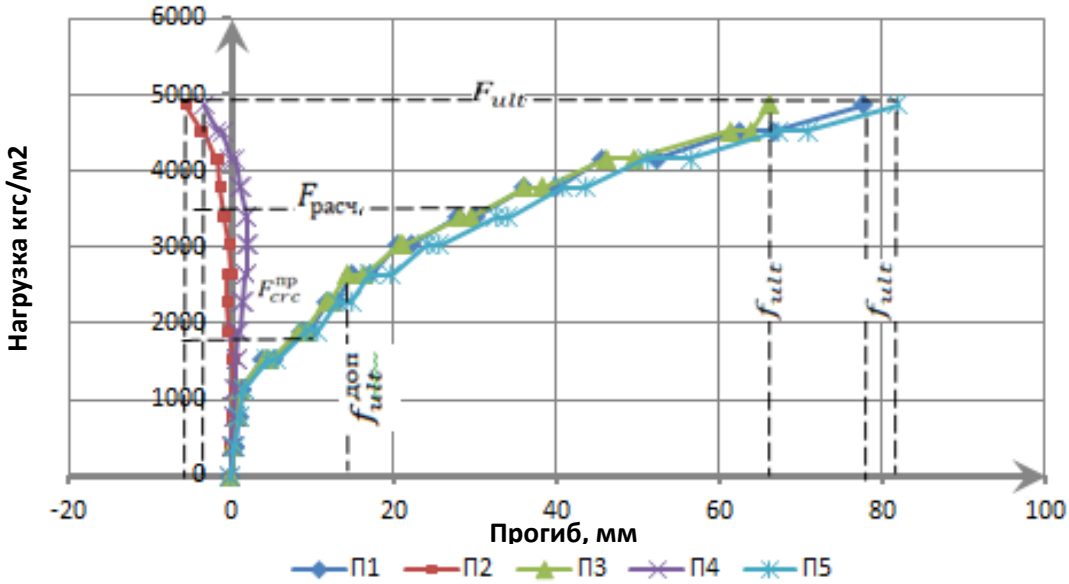


Рисунок 2.23. - Опытная зависимость «нагрузка – прогиб», ОП-3

Прогибы ОП2, ОП3 в центре и середине длинной стороны показывают идентичные поведения. Прогибомеры (П2, П4) во втором и третьем образцах показывают отрицательные значения из подъема опор.

Четвёртый образец (ОП-4). Прогибы в этом образце в центральной зоне развиваются интенсивнее, а поведение прогибов по краям длинной и короткой сторон перераспределяется по сторонам. На графике зависимости прогибов от действия распределенных нагрузок показаны этапы работы плиты. Графики показывают, что повышение процента армирования увеличивает несущую способность и прогиб плиты. В предельной нагрузке, которая равнялась около 6050кгс/м^{2,} прогиб равнялся 71,5мм. График зависимости прогибов представлен на рис. 2.24.

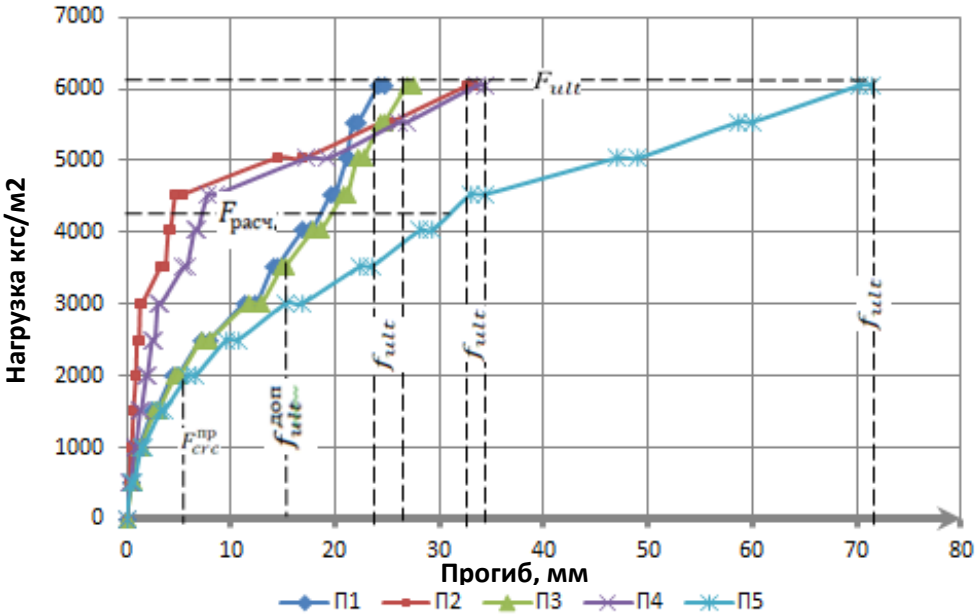


Рисунок 2.24. - Опытная зависимость «нагрузка – прогиб», ОП-4

Пятый образец (ОП-5). Имел схожий характер с ОП-4 за исключением прочности бетона. При испытании до появления трещин наблюдалась относительно линейная зависимость прогибов от нагрузки. После того как в пролетах образовались нормальные трещины, пропорциональность нарушается и начинается этап работы плиты с трещинами под нагрузкой. Экспериментальный прогиб в предельной стадии равнялся 73,6 мм при нагрузке 5523 кгс/м^2.

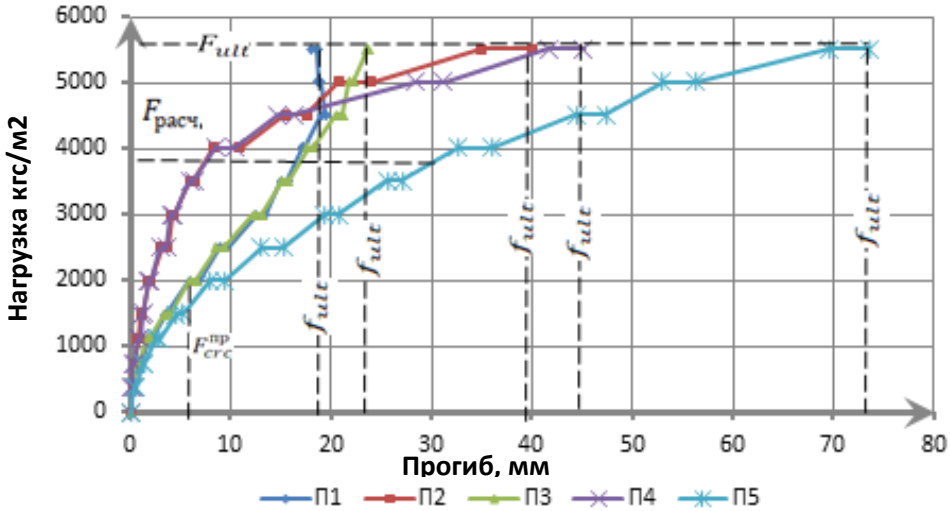


Рисунок 2.25. - Опытная зависимость «нагрузка – прогиб», ОП-5

Шестой образец (ОП-6). Образцы (ОП-6, ОП-7) показали хрупкое поведение. Это связано с относительно низкой прочностью бетона и процентным содержанием арматуры. Графики показывают быстро увеличивающийся прогиб в зависимости от приложенной нагрузки. При нагрузке 4032 кгс/м прогиб составил 66,2 мм. График зависимости прогибов представлен на рис. 2.26.

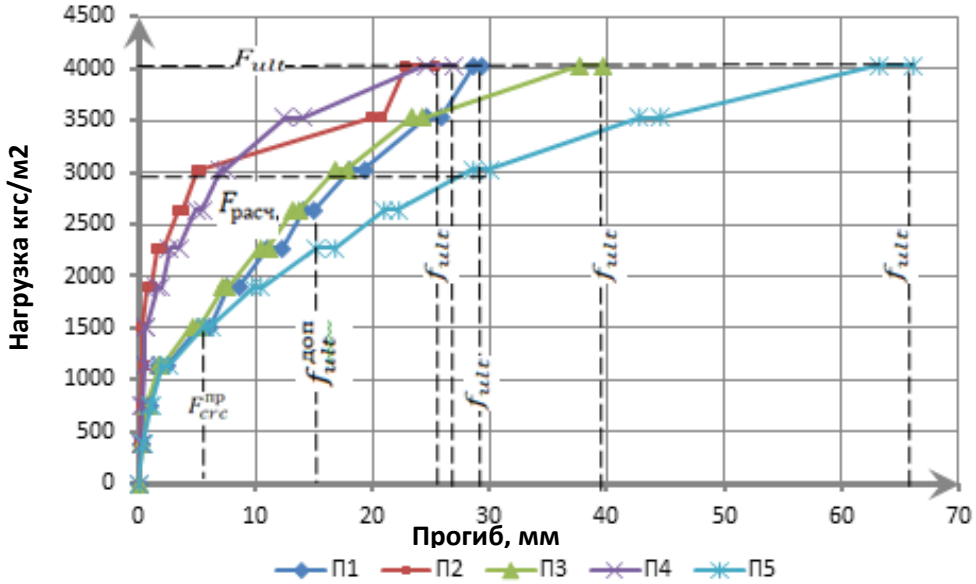


Рисунок 2.26. - Опытная зависимость «нагрузка – прогиб», ОП-6

Седьмой образец (ОП-7). Из графиков видно, что указанные выше параметры существенно влияют на поведение плиты и показывают быстроразвивающиеся прогибы. При нагрузке 3518 кгс/м^2 прогиб составил 47,4 мм.

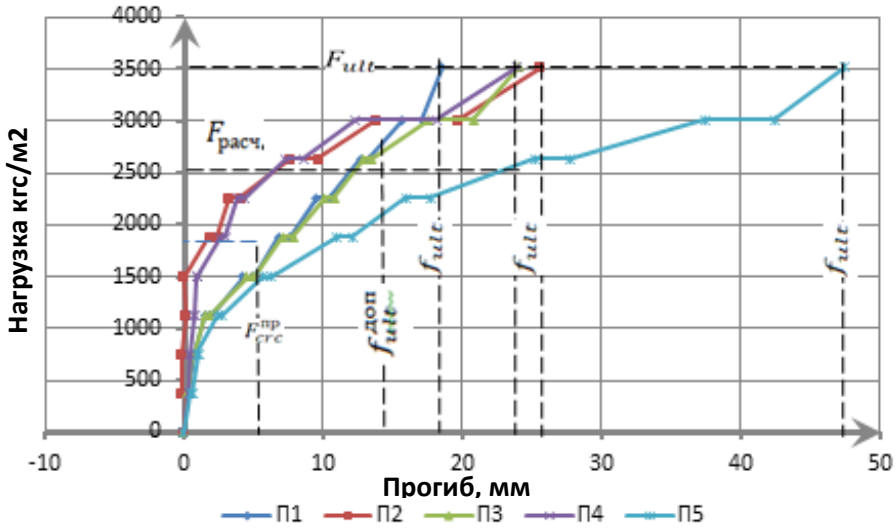


Рисунок 2.27. - Опытная зависимость «нагрузка – прогиб», ОП-7

2.6.3. Краевые деформации в нормальных сечениях опытных образцов плит

Показанная деформация сжатия бетона была измерена в верхней части волокна бетона в середине пролета по длинной и короткой сторонам плиты. Подобно развитию деформаций в арматуре деформация бетона перед растрескиванием незначительна. С образованием первой трещины в середине пролета деформация бетона заметно возрастает. Затем она увеличивается с нагрузкой с несколько высокой скоростью, в то время как трещина в середине пролета расширяется и проникает глубже в сечение. Еще одно заметное увеличение деформации бетона происходит с образованием двух соседних трещин. Затем деформация бетона следует криволинейной зависимости от нагрузки вплоть до разрушения.

Показанная деформация растяжения бетона фактически состоит из двух компонентов: ширины трещины и удлинения в бетоне на поверхности. Однако удлинение в бетоне незначительно. Поведение деформации растяжения бетона от нагрузки в некоторой степени почти аналогично поведению деформации арматуры от нагрузки.

Отсутствие деформации удлинения и укорочения бетона в пролетных сечениях для первого образца объясняется тем, что установленные приборы вышли из рабочего состояния и дали некорректные данные.

Второй образец (ОП-2). Значительные перемещения показала группа индикаторов ИЧ1, ИЧ2, ИЧ5 и ИЧ6, установленных по краям длинной стороны облегченной плиты. Остальные индикаторы показали незначительные перемещения. Графики деформации удлинения и укорочения бетона в пролетных сечениях показаны на рис. 2.28.

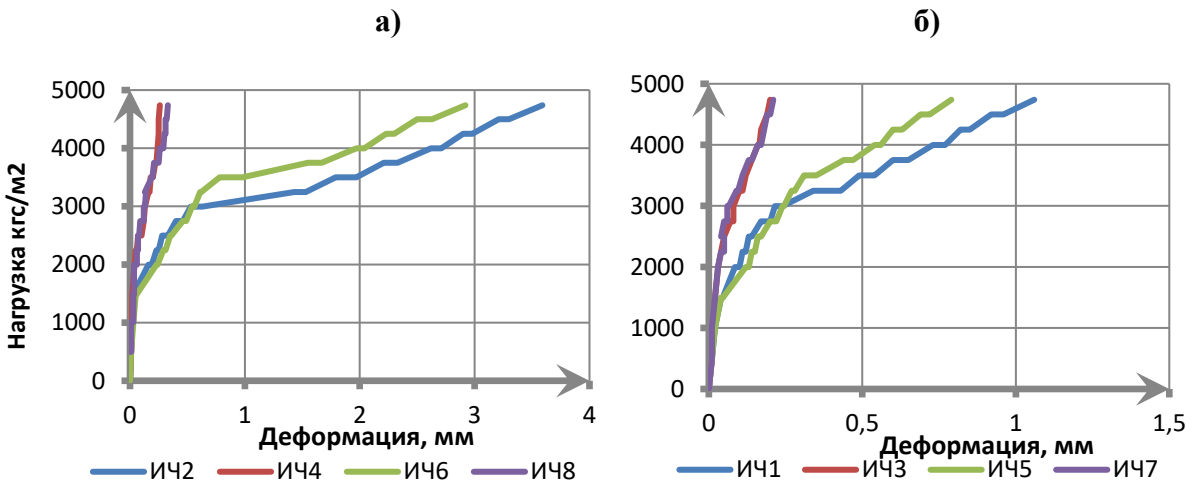


Рисунок 2.28. - Деформация удлинения и укорочения бетона для второго образца: а – деформация укорочения, б – деформация удлинения

Третий образец (ОП-3). Деформация удлинения и укорочения бетона в третьем образце имел схожий характер со вторым. На основании графиков можно сделать вывод, что относительные деформации в сжатой и растянутой зонах бетона распределены неравномерно по характеру и по величине. Большие деформации наблюдаются в индикаторах по краям длинной стороны. Графики деформации в пролетных сечениях показаны на рис. 2.29.

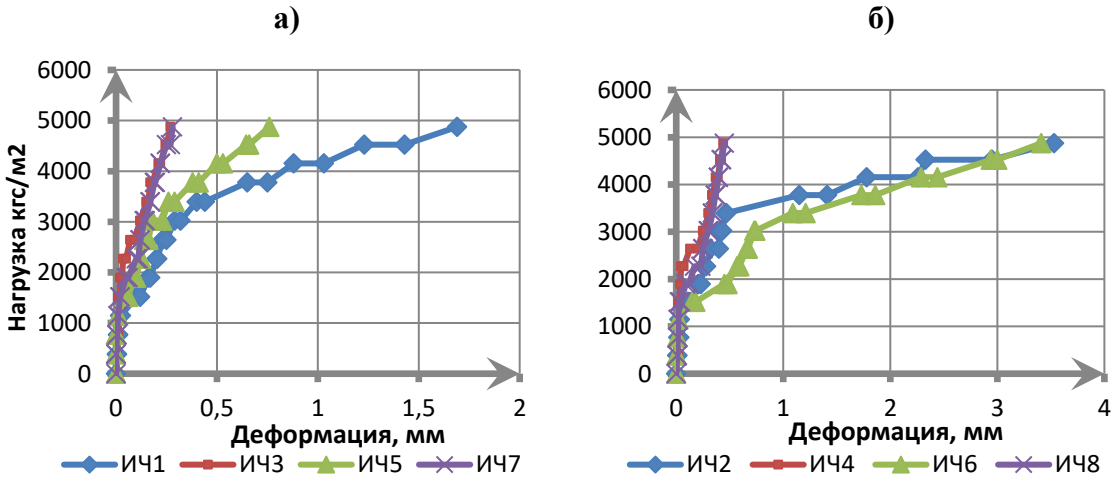


Рисунок 2.29. - Деформация удлинения и укорочения бетона для второго образца: а – деформация укорочения, б – деформация удлинения

Четвёртый образец (ОП-4). На этапах нагружения деформации укорочения и увеличения бетона в сечении либо останавливаются, либо начинают резко расти. Большие деформации наблюдаются в индикаторах, расположенных на короткой стороне плиты. Относительные деформации

распределены неравномерно, о чем свидетельствуют приведенные графики. Можно отметить ярко выраженный нелинейный характер распределения. Графики деформации в пролетных сечениях показаны на рис. 2.30.

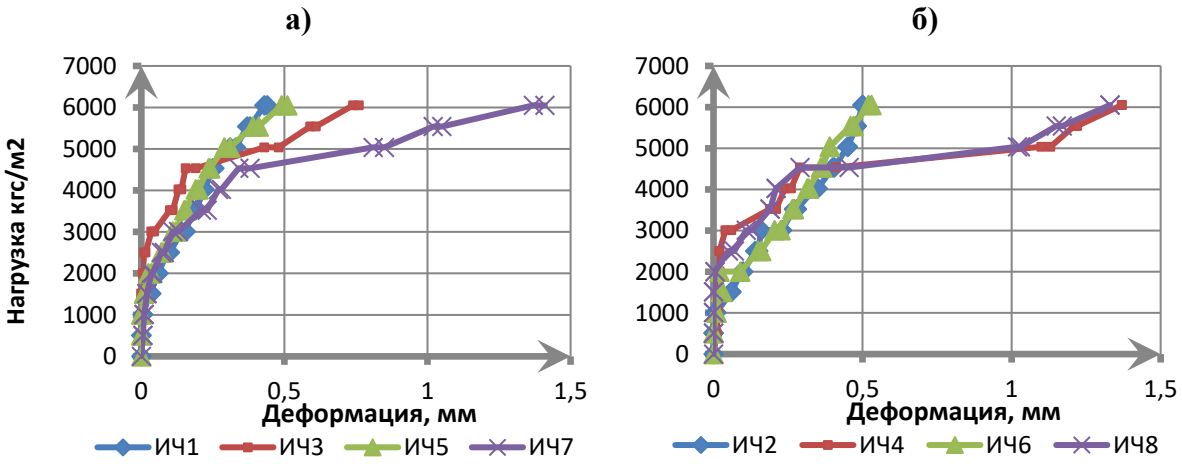


Рисунок 2.30. - Деформация удлинения и укорочения бетона для второго образца: а – деформация укорочения, б – деформация удлинения

Пятый образец (ОП-5). В ходе экспериментальных исследований было замечено, что деформации бетона укорачивания и удлинения бетона на короткой стороне пролетных сечений плиты были больше, чем деформация длинной стороны. Графики показывают, что до образования трещин деформации развивались линейно, затем с увеличением нагрузки на короткую сторону образца образовался пластический шарнир, который вызвал подъем пролета длинной стороны облегченной плиты. Графики деформации удлинения и укорочения в пролетных сечениях показаны на рис. 2.31.

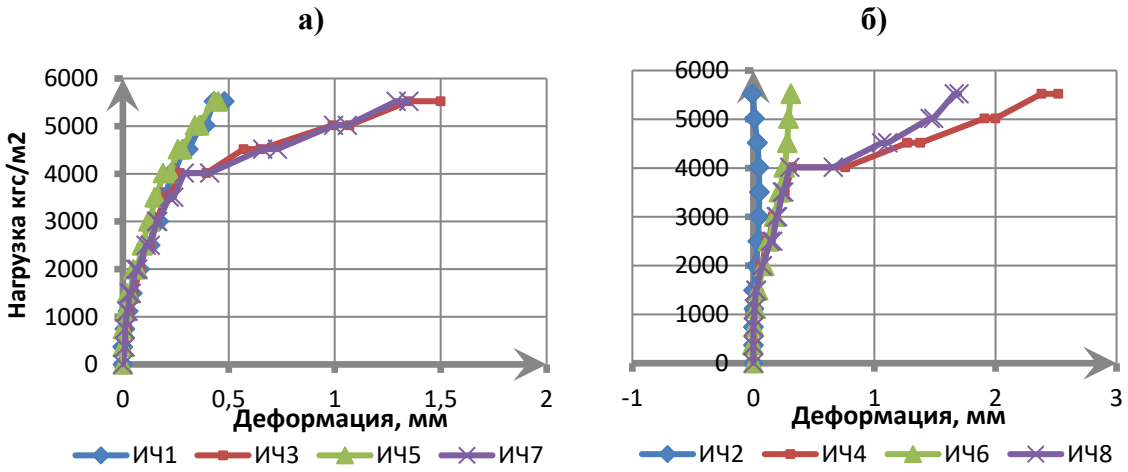


Рисунок 2.31. - Деформация удлинения и укорочения бетона для второго образца: а – деформация укорочения, б – деформация удлинения

Шестой образец (ОП-6). Начальные деформации удлинения и укорочения (Рис.2.32) в плитах были незначительны, а после появления нормальной трещины они развивались очень быстро. После появления трещин на всех этапах нагружения индикаторы показывают быстро увеличивающиеся деформации.

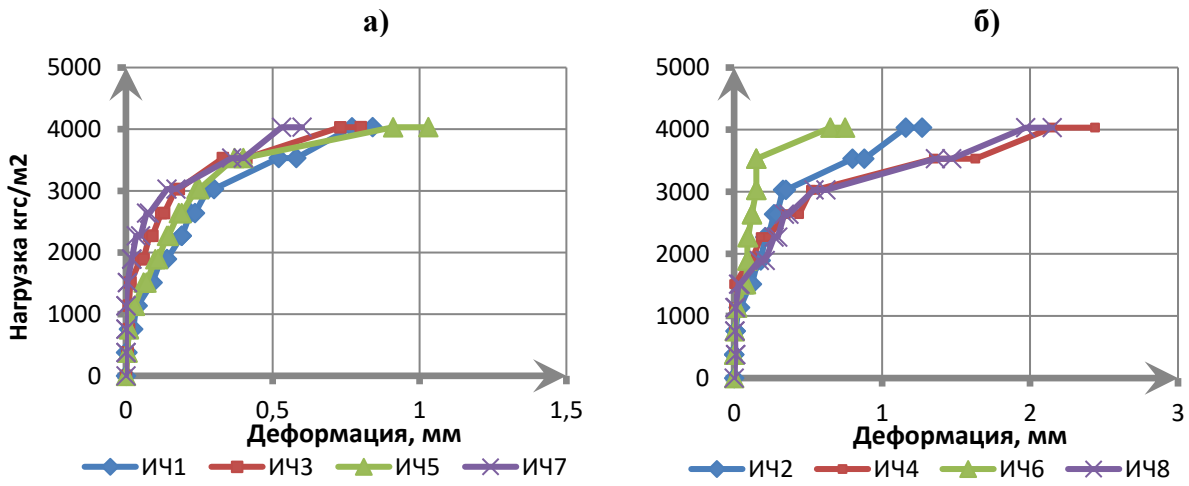


Рисунок 2.32. - Деформация удлинения и укорочения бетона для второго образца: а – деформация укорочения, б – деформация удлинения

Седьмой образец (ОП-7). На этапах нагружения деформации бетона укорачивания и увеличения в сечении либо прекращались, либо начинали резко нарастать. Большие деформации наблюдаются у индикаторов, расположенных на короткой стороне плиты. Из этих графиков можно сделать вывод, что относительные деформации распределены неравномерно. Можно отметить ярко выраженную нелинейную картину распределения. Графики деформации удлинения и укорочения в пролетных сечениях показаны на рис. 2.33.

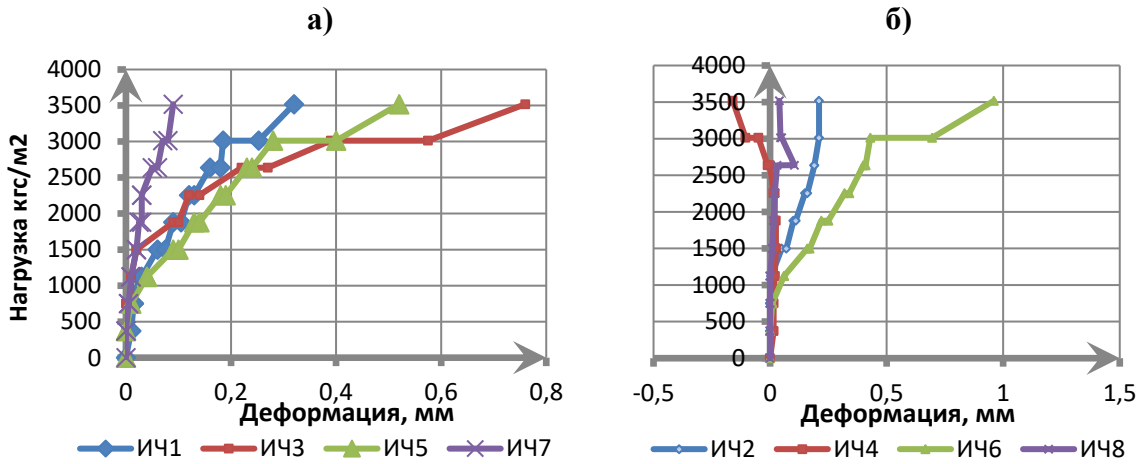


Рисунок 2.33. - Деформация удлинения и укорочения бетона для второго образца: а – деформация укорочения, б – деформация удлинения

2.6.4. Вид разрушения

Во время испытаний комбинированных плит были обнаружены два режима разрушения, а именно разрыв арматуры и разрушение бетона при сжатии. Встречались также почти сбалансированные условия разрушения образцов. Из-за отсутствия верхней арматуры на изгиб разрыв арматуры приводит к тому, что трещина проникает через все сечение. Следовательно, ОП-6, ОП-7 буквально разрезаются на два отдельных сегмента, и они разрушаются. Разрыв арматуры происходит внезапно и мгновенно, что делает обрушение катастрофическим.

Первый образец (ОП-1). Испытания осуществлялись в 23 этапа загружения. Разрушающая нагрузка от действия равномерно-распределённых нагрузок составляла 5286 кгс/м^2. Разрушение при увеличении нагрузки происходит над местом трещины в зоне постоянного изгиба. Далее трещины при изгибе становятся все шире, в то время как стальная арматура уступает место нескольким трещинам в зоне постоянного изгиба. Изгиб больше концентрировался в одной или двух критических трещинах, где бетон и / или стальная арматура более слабые. Впоследствии чего разрушение сжатого бетона происходит в критической трещине.

Второй образец (ОП-2) Композитная арматура имеет существенно низкий модуль упругости, что приводит к большему прогибу элементов конструкции и большему количеству трещин, и при использовании в конструкциях можно ожидать хрупкое разрушение [15, 18–20]. Однако у нас она работала пластично, трещины в отличие от первого образца были меньше и резких разрушений не обнаруживалось. Испытания проводились в 15 этапов. Разрушающая нагрузка составляла 4739 кгс/м^2.

Третий образец (ОП-3). Плиты ОП-2 и ОП-3 имеют одинаковое сбалансированное соотношение арматуры и прочности бетона, а также практически такую же несущую способность и характер разрушения, что и второй образец. Они имеют почти одинаковую грузоподъемность, что отражает

хороший контроль качества и повторяемость испытаний. Усадочная трещина не наблюдалась. Разрушающая нагрузка составляла 4875 кгс/м^2.

Четвертый образец (ОП-4) на графике зависимости прогибов от действия распределенных нагрузок показывает этапы работы плиты. Графики показывают, что увеличение процента армирования увеличивает несущую способность и прогиб плиты. В данном образце можно выделить три характерных этапа их работы. На первом этапе до образования первых трещин в плите. Вторая стадия характеризуется значительным развитием деформаций до достижения ими предельных значений. На третьей стадии происходит образование пластических зон в плите, что сопровождается снижением ее несущей способности, позволяющей сопротивляться внешним нагрузкам. Повышение пластических свойств бетона с армированием стеклопластиком позволяет увеличить срок службы конструкции с целью снижения несущей способности. Такой характер деформации указывает на возможность учета этой стадии при определении суммарной несущей способности таких конструкций, воспринимающих кратковременную нагрузку.

Пятый образец (ОП-5). При испытании до появления трещин наблюдалась относительно линейная зависимость прогибов от нагрузки. После того, как в пролетах образовались нормальные трещины, пропорциональность нарушается, и начинается этап работы плиты с трещинами под нагрузкой.

Шестой (ОП-6) и седьмой (ОП-7) образцы имели относительно низкий процент армирования и прочности бетона в отличие от других образцов. Следовательно, они существенно различались по характеру разрушения, трещинообразованию, ширине раскрытия трещин и другим показателям. Далее в предельных стадиях перед разрушением после 30-минутного ожидания во время снятия отчетов облегченная плита хрупко разрушалась, что могло свидетельствовать об исчерпании несущей способности образца. Характер разрушения подтверждает, что уменьшение процентного содержания арматуры, особенно композитной, приводит к значительному снижению несущей способности и хрупкому разрушению [60].

Рисунок 2.34. - Плиты после разрушения

2.7. Анализ экспериментальных данных облегченных железобетонных плит с комбинированным армированием

Одним из важных факторов в научных исследованиях после экспериментальных испытаний является анализ и обработка полученных результатов, на основании которых можно сделать выводы о подтверждении теории либо гипотезы научного исследования.

Согласно полученным данным использование стеклопластиковой арматуры не оказывает существенного влияния на прочность комбинированных плит. Наибольшее отклонение наблюдается в жесткости плиты.

Ниже приведены результаты, полученные нами после проведения экспериментальных испытаний для сопоставления данных с целью визуализации физической сущности экспериментального процесса.

Исходя из этого, сравниваем и анализируем результаты испытаний облегченных плит, совпадающих по геометрии и характеристикам, и оцениваем, как процент армирования и прочности бетона влияет на несущую способность и деформируемость представленных плит, так как в центре внимания этого исследования находится характер поведения отклонения параметров [61,62].

2.7.1. Влияние замены металлической арматуры на стеклопластиковую

Так как первая серия изготовлена полностью из различных металлических арматур, ее можно сравнить с остальными сериями образцов, которые были армированы комбинированным методом из стеклопластиковых арматур и совпадали по физико-механическим характеристикам бетона и расположению арматур в ребрах. В зависимости от анализа исследования следует отметить, что плиты со стальной арматурой не очень существенно отличались по полученным характеристикам от других образцов. Исходя из этого, можно сказать, что замена металлической арматуры на стеклопластиковую станет возможной, если будут скорректированы ограничения по определенным характеристикам. На рис. 2.35. представлены сопоставление разрушающих нагрузок и трещинообразование испытанных плит [61,62].

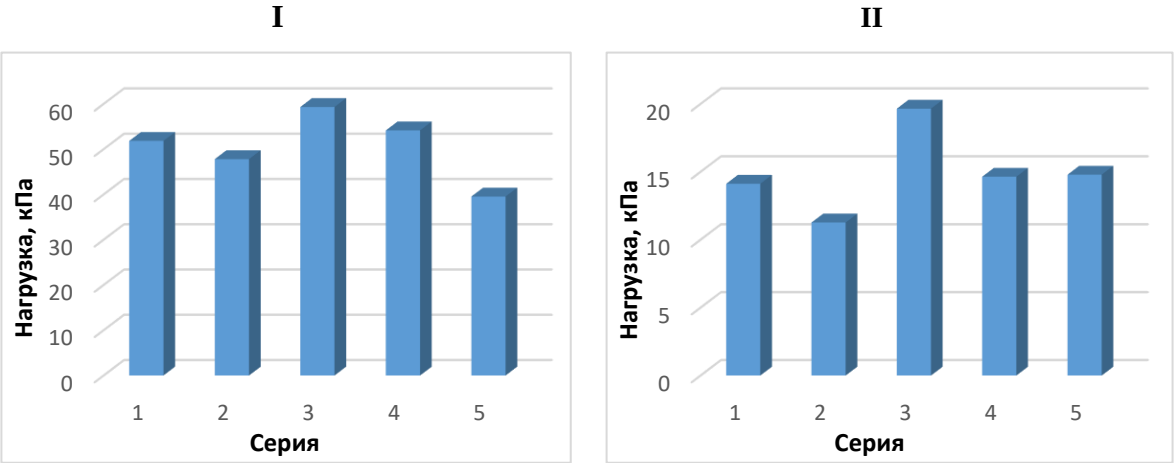


Рисунок 2.35. - Сопоставление разрушающих нагрузок и нагрузка по трещинообразованию:

I) F_{ult} – экспериментальная разрушающая нагрузка; II) F_{crc} – экспериментальная нагрузка, соответствующая появлению трещин

Разрушающие нагрузки F_{ult} опытных образцов, как видно из графика, варьировались в пределах 14,45–33,45 %. Облегченные плиты серии 1, 2, 3, 4 разрушались от изгиба, разрушение носило пластический характер. Исключением стали плиты серии 5, которые хрупко разрушились. Перед разрушением комбинированных плит был слышен специфический треск, указывающий на разрыв стеклопластиковых волокон. Хрупкое разрушение свойственно композитным арматурам.

Опытные образцы серии 2 были равны по прочности бетону серии 1, но с заменой арматуры композитом по полученным данным экспериментальная разрушающая нагрузка F_{ult} была на 9,06 % меньше, чем в серии 1.

Серии 3, 4 на 13,74 % имели более высокий процент армирования по сравнению с серией 2. Исходя из таблицы 2.1 видно, что с увеличением диаметра стеклопластиковых арматур прочность облегченных плит увеличивается на 9,75 % применительно к серии 1 и на 20,37 % к серии 2.

Опытные образцы серии 5 значительно отличались от других образцов как по прочности, так и по процентному содержанию армирования. Снижение прочности бетона на 44,35 % и процента армирования на 35,76 % по сравнению с серией 1 существенно влияет на характер разрушения и деформируемость плит. Следовательно, прочность снижается на 28,58 % по сравнению с серией 1, на 21,47 % по серии 2, на 37,6 % по серии 3 и на 31,64 % по серии 4. Характерные отличия арматуры приведены в таблице 2.1.

Нагрузка F_{crc}, соответствующая появлению трещин, показывает, что серия 1, несмотря на прочность бетона, по показателям была практически равна сериям 4, 5 и варьировалась от 3,68 до 4,7 %. Разница в показателях между серией 1 и серией 2 была в пределах 25 %.

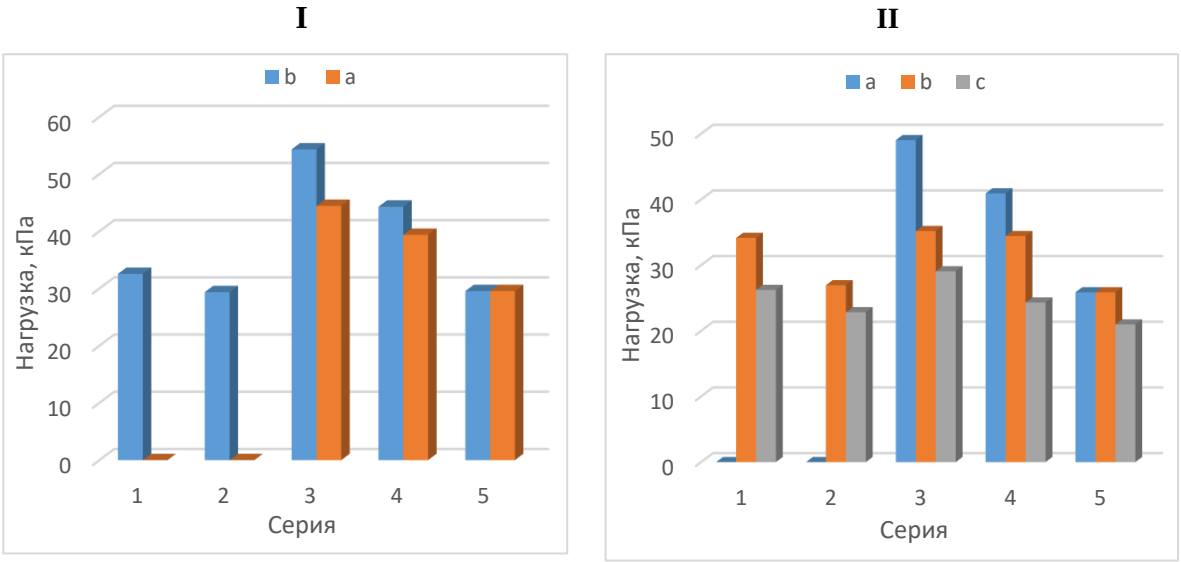


Рисунок 2.36. - Сопоставление предельно допустимого прогиба и раскрытия трещин:

I) $\boldsymbol{F_{a,crc,ult}}$ *– экспериментальная нагрузка, соответствующая предельно допустимой ширине раскрытия трещин, II)* $\boldsymbol{F_{f,\,ult}}$ *– экспериментальная нагрузка,*

соответствующая предельно допустимым прогибам, a – показания по краям ребер в середине короткой стороны плиты, b – показания по краям ребер в середине длинной стороны плиты, c – показания в центральной части плиты

Серии 1, 2 при испытаниях на короткой стороне ***a*** плиты не достигли ни допустимой ширины раскрытия трещин (**$F_{a, crc, ult}$**), ни допустимых прогибов (**$F_{f, ult}$**). Это было связано с тем, что длинная сторона плиты подвергалась более высоким напряжениям и изгибам, что привело к подъему опор.

Однако, как видно из рис. 2.36., экспериментальная нагрузка, соответствующая предельно допустимой ширине раскрытия трещины (**$F_{a, crc, ult}$**) и предельно допустимым прогибам (**$F_{f, ult}$**) в сериях 1, 2, 5 по длинной стороне плиты ***b***, независимо от типа арматуры, процента армирования и прочности бетона, показала сопоставимые величины. Разница между нагрузкой, соответствующей предельно допустимой ширине раскрытия трещины (**$F_{a, crc, ult}$**), составляет до 9,3 %. Соответственно, экспериментальная нагрузка, соответствующая предельно допустимым прогибам (**$F_{f, ult}$**) всех образцов, показывает хорошую сходимость вдоль длинной стороны ***b*** и центра плиты ***c,*** которая колеблется в пределах 1,94–23,34 %.

Таким образом, жесткость серий 2, 3, 4, 5 значительно отличается от жесткости серии 1. Прогибы комбинированных плит (2, 3, 4, 5 серий) развивались более интенсивно, что свидетельствует о низком модуле упругости стеклопластиковой арматуры. Также прогибы комбинированных плит, соответствующие величине экспериментальной разрушающей нагрузки, почти в два раза превышали прогиб серии 1.

2.7.2. Влияние изменения прочности бетона

Опытная серия 2 также сопоставима с серией 5. На основе этих плит проанализируем влияние прочности бетона. Полученные данные (рис. 2.37) показывают, что снижение прочности бетона и процента армирования плиты существенно влияет на характер разрушения и деформируемость опытных образцов.

Анализируя полученные данные и наблюдения за образованием трещин, можно сделать следующие выводы.

Экспериментально разрушающая нагрузка серий 2, 5 различалась по характеру и поведению разрушения. Как видно из приведенных данных, изменение прочности бетона в значительной мере влияет на прочность образцов. Расхождение разрушающей нагрузки серии 2 составило +21,46 % по сравнению с серией 5.

До появления трещин в серии 2 при нагрузке 10,57 кПа наблюдалась пропорциональная зависимость, что говорит об упругой работе плит. Соответственно, после появления трещин плиты переходят ко второму этапу работ, т.е. работе плиты с момента образования трещин до значения эксплуатационной нагрузки – нагрузки, которая определяется пригодностью конструкций к нормальной эксплуатации (F_{ser} = 0,7 F_{ult}). Далее – работа с момента наступления эксплуатационной нагрузки до момента разрушения.

На начальных этапах на длинных сторонах плит (серия 5) появилась нормальная трещина при нагрузке 14,82 кПа, что составляет 37,33 % от разрушающей нагрузки. Однако при увеличении нагрузки на 46,94 % от разрушающей нагрузки на короткой стороне плит образовался пластический шарнир (серия 5), впоследствии при увеличении нагрузки образцы хрупко разрушились во время последней нагрузки.

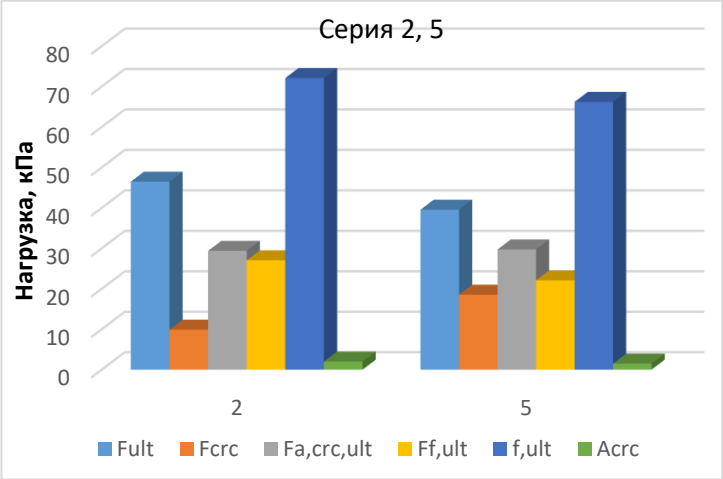


Рисунок 2.37. - Сопоставление НДС при изменении прочности бетона:

F_{ult} – экспериментальная разрушающая нагрузка, F_{crc} – экспериментальная нагрузка, соответствующая появлению трещин, $F_{a, crc, ult}$ – экспериментальная нагрузка, соответствующая предельно допустимой ширине раскрытия трещин, $F_{f, ult}$ – экспериментальная нагрузка, соответствующая предельно допустимым прогибам, f_{ult} – экспериментальные прогибы, соответствующие величине экспериментально разрушающей нагрузки, A_{crc} – экспериментальная ширина трещин, соответствующая экспериментально разрушающей нагрузке

Причину резкого разрушения можно объяснить низким модулем упругости композитной арматуры: он почти в четыре раза меньше, чем у стальной арматуры. Разрушение имеет хрупкий и непластичный характер.

Экспериментальная нагрузка, соответствующая предельно допустимой ширине раскрытия трещин и допустимым прогибам по длинной стороне плиты, несмотря на прочность бетона, показала практически идентичную величину. Разница между сериями 2 и 5 составляет 0,40–1,94 %.

Вместе с тем следует отметить, что прогибы, соответствующие разрушающей нагрузке, также показали сопоставимые значения в центре плит. Расхождение прогибов в центре плиты превышало +26,23 %. Сравнивая прогибы плит, можно установить, что с уменьшением прочности бетона и процентного содержания арматуры на короткой стороне плиты интенсивность разрушения плит увеличивается.

Значения ширины раскрытия трещины серии 5 при соответствующей разрушающей нагрузке существенно различались и были в 1,67 раза больше по сравнению с серией 2.

2.7.3. Влияние изменения процента армирования металлической и стеклопластиковой арматурой

Как отмечено в таблице 2.1, процентное соотношение стальной арматуры в сериях 1, 2, 3 по краям плиты было неизменным, они различались только расположением. Основная разница в процентном содержании стальной арматуры по краям плиты наблюдалась в серии 5 – на 51,07 % меньше. Все это относится к краям плиты. В то же время было много различий в процентном

соотношении армирования в центре плит. Как уже было отмечено выше, в центре плит использовалась только композитная арматура.

Одной из наиболее критических точек в рассматриваемой плите является центральная зона, при этом различия в процентном отношении армирования были в пятой точке (П5) в центре плиты. Поэтому зависимость *нагрузка – прогиб* всех образцов в центральной зоне плиты показана на рис. 2.38.

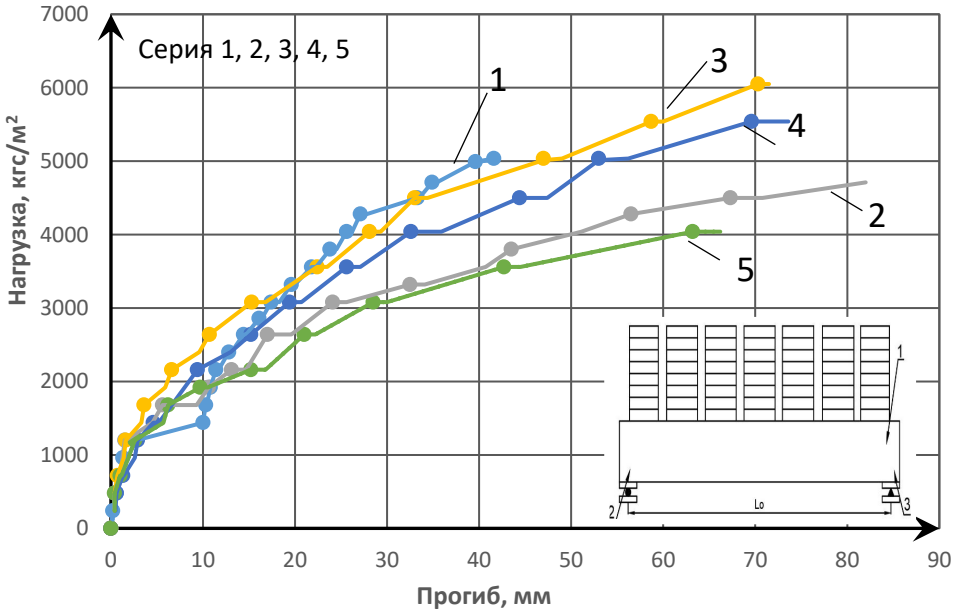


Рисунок 2.38. - Сопоставление зависимости нагрузка – прогиб всех серий в центральной части плиты

Прогибы в центральной зоне (П5) при разрушающей нагрузке свидетельствуют о том, что использование стеклопластиковой арматуры в центре плиты практически до двух раз уменьшает жесткость плит по сравнению со стальной арматурой. После образования трещин кривые *нагрузка – прогиб* по форме аналогичны поведению соответствующей арматуры, что отражает тот факт, что деформации арматуры оказывают большее влияние на общее поведение, чем деформации бетона.

Как показано на графике, с увеличением процента армирования в центре плиты несущая способность образцов увеличивается, но при этом повышается деформативность комбинированных плит.

Стоит отметить, что полученные данные свидетельствуют о довольно хороших результатах, так как модуль упругости стеклопластиковой арматуры в четыре раза меньше, чем у стальной. Это означает, что предлагаемая комбинированная плита увеличивает жесткость плит почти в два раза.

2.7.4. Влияние изменения расположения арматуры

Расположение стеклопластиковой арматуры на длинной и короткой сторонах комбинированных плит, как показано в таблице 2.1, практически во всех сериях меняется. Результаты, полученные после экспериментальных исследований, свидетельствуют о том, что влияние расположения арматуры в работе комбинированных плит достаточно существенно.

На рис. 2.39-40 представлены результаты прогибомеров всех серий на длинной и короткой сторонах комбинированных плит, демонстрирующие поведение устройств во время экспериментальных исследований.

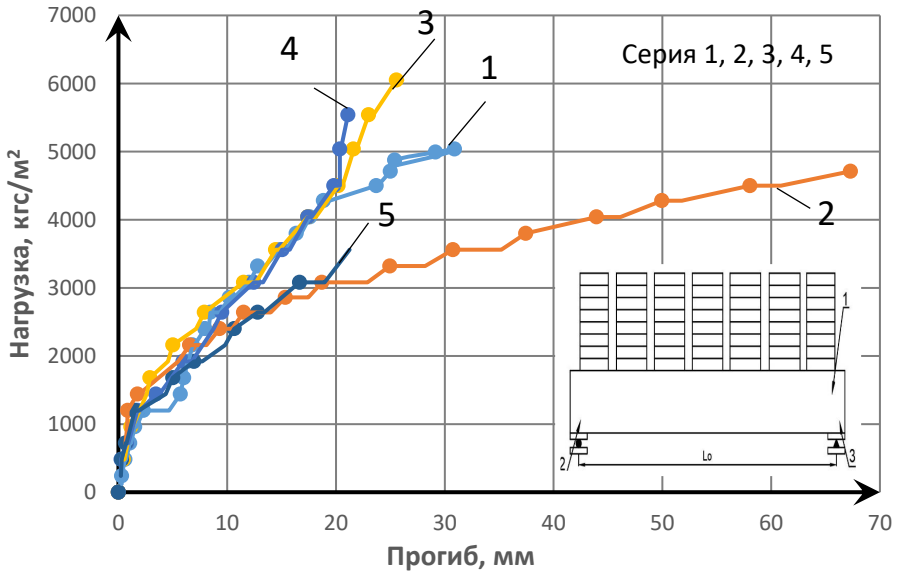


Рисунок 2.39. - Сопоставление зависимости нагрузка – прогиб всех серий по краям ребер в середине длинной стороны плиты

Опытные значения прогибов для комбинированных плит подтверждают, что их деформируемость зависит от процента композитной арматуры. Анализируя полученные графики, можно отметить, что замена стальной

арматуры на композитную, а также изменение ее расположения позволяют в некоторых образцах более пропорционально перераспределять напряжения по всей поверхности комбинированных плит.

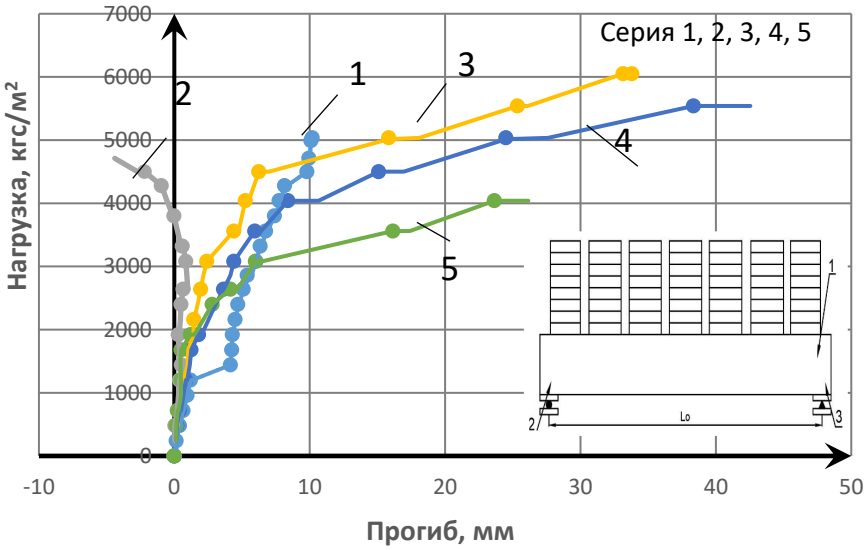


Рисунок 2.40. - Сопоставление зависимости нагрузка – прогиб всех серий по краям ребер в середине короткой стороны плиты

На рис. 2.40. сравнивается поведение *нагрузки* и *прогиба* всех серий по краям ребер в середине короткой стороны комбинированных плит. В отличие от стальных плит плиты из стеклопластиковых арматур демонстрируют более пластичное поведение и быстро развивающие прогибы. Однако предельные прогибы в обоих случаях сравнимы, что может компенсировать пластичность и служить предупреждением перед выходом из рабочего состояния.

Прогибы уменьшаются с увеличением степени армирования, но требуются очень высокие коэффициенты композитного армирования, чтобы прогиб в этом диапазоне был сопоставим с коэффициентом в плитах со стальным армированием, это значит, что конструкции из композитных арматур можно контролировать с помощью предельного состояния эксплуатационной пригодности.

2.8. Выводы по главе 2.

1. Приборы, измеряющие прогибы и деформации, работали стабильно и фиксировали изменения на этапах нагружения и за интервалы времени на «выдержку»

2. Разрушение происходило по арматуре при развитии прогибов по нелинейной зависимости. Все образцы разрушались по нормальным сечениям.

3. В отличие от полностью стальной комбинированные плиты из композита демонстрируют пластичное независимо от коэффициента армирование (серия 2,3,4) и хрупкое поведение (серия 5). Тем не менее, предельные деформации сопоставимы в обоих случаях, что может компенсировать пластичность и служить достаточным предупреждением перед разрушением.

4. В диапазоне, где стальная арматура не поддается большим деформациям за исключением (серия 2), прогибы комбинированных плит из стеклопластика намного выше, чем прогибы комбинированных плит из стали. Прогибы не уменьшаются с увеличением коэффициента армирования, но пластичность увеличивается. Для устранения больших прогибов требуются очень высокие коэффициенты армирования стеклопластика, чтобы прогиб в этом диапазоне был сопоставим со стальными комбинированными плитами, что подчеркивает возможность контроля, комбинированной плиты из стеклопластика с помощью предельного состояния пригодности к эксплуатации.

5. Замена металлической арматуры в ребрах под номером 1, 2 (рис. 1) композитной арматурой (при других одинаковых параметрах) привела к уменьшению разрушающей нагрузки на 5–9 %. В то же время прогибы (плиты с комбинированным армированием по сравнению с серией 1), соответствующие этой нагрузке, увеличились в 1,2 раза (рис. 5–7). Нагрузка, при которой появляются трещины, снизилась на 25 %.

6. Увеличение процента композитной арматуры в ребрах под номером 1, 2 (рис. 1) привело к пропорциональному увеличению разрушающей нагрузки.

Соответствующая пропорциональность наблюдалась при уменьшении процента композитной арматуры.

7. Экспериментальные исследования и анализ полученных данных показали рациональное использование комбинированной арматуры для облегченных плит, изгибаемых в двух направлениях под действием поперечной нагрузки.

8. Полученные экспериментальные данные (распределение прогибов и величин разрушающих нагрузок и др.) могут быть использованы при разработке методов расчета по предельным состояниям, включая корректировку расчетов с применением программных комплексов.

Опытные (экспериментальные) характеристики комбинированной конструкции плит, изгибаемых в двух направлениях

№	Показатели		Образцы							
			0	1	2	3	4	5	6	7
1.	Прочность бетона на день испытания R_b (мПа)		25	24,80	24,56	24,56	29,31	12,41	13,08	13,08
2.	Модуль упругости бетона по расчету Eb (мПа)		31000	31000	30919	30919	33242	21767	22454	22454
3.	Армирование	A_{sa}^{k} (см^2)	2Ø10 (1,578)	2Ø12 (2,62)	2Ø12 (2,62)	2Ø12 (2,62)	2Ø10 (1,578)	2Ø10 (1,578)	2Ø6 (0,566)	2Ø6 (0,566)
		A_{sb}^{k} (см^2)	2Ø10 (1,578)	2Ø10 (1,578)	2Ø10 (1,578)	2Ø10 (1,578)	2Ø12 (2,62)	2Ø12 (2,62)	2Ø10 (1,578)	2Ø10 (1,578)
		АСП$_a^o$(см^2)	A_{sa}^{o}2Ø10 (1,578)	A_{sa}^{o}3Ø6 (0,849)	3Ø8 (1,509)	3Ø8 (1,509)	3Ø6 (0,849)	3Ø6 (0,849)	3Ø4 (0,378)	3Ø4 (0,378)
		АСП$_b^o$(см^2)	A_{sa}^{o}2Ø10 (1,578)	A_{sb}^{0}4Ø8 (2,012)	4Ø8 (2,012)	4Ø8 (2,012)	4Ø10 (3,156)	4Ø10 (3,156)	4Ø8 (2,012)	4Ø8 (2,012)
4.	Экспериментальная разрушающая нагрузка, (кПа)		27,45	51,84	46,47	47,81	59,33	54,16	39,54	34,50
5.	Экспериментально-теоретическая расчетная нагрузка, (кПа)		19,61	37,03	33,19	34,15	42,38	38,68	28,24	24,64
6.	Экспериментально-теоретическая нормативная нагрузка, (кПа)		17,05	32,20	28,86	29,69	36,85	33,64	24,56	21,43
7.	Экспериментальная нагрузка, соответствующая появлению трещин на сторонах (кПа)	а	-	30,2	9,88	18,60	19,65	19,58	18,52	18,44
		в	-	14,12	9,88	11,27	19,65	14,64	14,79	18,44
8.	Экспериментальная нагрузка, соответствующая предельно допускаемой ширине раскрытия трещин на сторонах (кПа)	а	-	44,13	-	-	44,45	39,39	29,71	29,55
		в	-	32,56	29,37	29,65	54,32	44,31	29,71	29,55
9.		а	-	51,84	-	-	49,03	40,93	29,71	25,86

	Экспериментальная нагрузка, соответствующая предельно допустимым прогибам на сторонах (кПа)	в	-	34,14	26,43	26,94	35,18	34,43	26,48	25,86
		с	-	26,23	27,04	22,82	29,06	24,30	22,06	20,96
10.	Экспериментальные прогибы, соответствующие появлению трещин на сторонах (мм)	а	-	6,05	0,5	0,4	1,4	1,8	1,2	2,2
		в	-	5,7	0,8	1,15	4,55	3,45	4,9	6,95
11.	Экспериментальные прогибы, соответствующие величине экспериментально-теоретических нормативных нагрузок на сторонах (мм)	а	-	6,35	0,3	0,85	4,4	5,95	4,15	3,55
		в	-	12,05	22,9	20,5	14,45	15,05	13,63	9,8
		с	-	18,3	24,5	24,1	22,4	25,6	21	15,9
12.	Экспериментальные прогибы, соответствующие величине экспериментально-разрушающей нагрузки на сторонах (мм)	а	-	10,2	-3,7	-4,4	33,8	42,55	26,15	24,75
		в	9	30,9	67,3	71,8	26,1	20,85	34,5	21,25
		с	13	42	72,1	82	71,5	73,6	66,2	47,4
13.	Экспериментальная ширина трещин, соответствующая экспериментально-теоретическим нормативным нагрузкам на сторонах (мм)	а	-	-	-	-	0,2	0,24	0,3	0,2
		в	-	0,5	0,6	0,5	0,11	0,2	0,2	0,2
14.	Экспериментальная ширина трещин, соответствующая экспериментально-разрушающей нагрузке на сторонах (мм)	а	-	0,6	0,15	0,15	2	2	3	3
		в	-	3	2	3,2	1,8	1	1,5	1,6
15.	Экспериментальная деформация бетона сжатой зоны на сторонах, соответствующая появлению трещин (мм)	а	-	-	0,0125	0,02	0,02	0,07	0,035	0,0575
		в	-	-	0,02	0,015	0,0375	0,03	0,075	0,11
16.	Экспериментальная деформация бетона растянутой зоны на сторонах, соответствующая появлению трещин (мм)	а	-	-	0,0225	0,035	0,0125	0,065	0,135	0,02
		в	-	-	0,025	0,0275	0,0575	0,015	0,09	0,16

17.	Экспериментальная деформация бетона сжатой зоны на сторонах, соответствующая нормативной экспериментально-теоретической нагрузке (мм)	а	-	-	0,095	0,13	0,155	0,21	0,085	0,075
		в	-	-	0,305	0,235	0,165	0,17	0,2	0,15
18.	Экспериментальная деформация бетона растянутой зоны на сторонах, соответствующая нормативной экспериментально-теоретической нагрузке (мм)	а	-	-	0,145	0,275	0,19	0,24	0,345	0,02
		в	-	-	1,02	0,57	0,2675	0,13	0,2	0,235
19.	Экспериментальная деформация бетона сжатой зоны на сторонах, соответствующая экспериментально- разрушающей нагрузке (мм)	а	-	-	0,205	0,275	1,085	1,425	0,7	0,425
		в	-	-	0,925	1,225	0,475	0,465	0,935	0,42
20.	Экспериментальная деформация бетона растянутой зоны на сторонах, соответствующая экспериментально-разрушающей нагрузке (мм)	а	-	-	0,305	0,445	1,35	2,11	2,295	-0,06
		в	-	-	3,255	3,47	0,515	0,15	1,01	0,585

Глава 3. КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОБЛЕГЧЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ПЛИТ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ (ОПКА)

3.1. Цель и задачи компьютерного моделирования

Помимо экспериментальной работы было проведено компьютерное моделирование для определения отклонений, испытанных натурным экспериментом. Для анализа напряженно-деформированного состояния и сопоставления численных результатов с натурным исследованием в настоящее время широко применяются программные комплексы, такие как: Ansys, ABAQUS, Лира-САПР, SCAD Office и др.

В данной работе расчет облегченных изгибаемых плит с комбинированным армированием выполнен с помощью ПК ЛИРА-САПР 2021 R1, в виде трехмерной модели в нелинейной постановке, в которой учитывается физическая нелинейность материалов с учетом шагового загружения.

Цель работы – применить ПК ЛИРА-САПР 2021 R1 для исследования изгибаемых плит типа (ОПКА): исследовать влияние входных параметров на прочность, трещиностойкость и жесткость.

Для реализации поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

– обосновать расчетную схему комбинированных плит;

– разработать информационную схему компьютерного моделирования;

– выбрать математическую модель исследуемого процесса в программный комплекс;

– выполнить расчеты и получить их результаты;

– проанализировать данные расчетов, построить зависимости «показатели НДС сечений – фактор» по прочности и жесткости исследуемой системы.

Приведены методика и результаты напряжённо-деформированного состояния облегченных изгибаемых плит с комбинированным армированием. Представлен общий вид КЭ. Расчеты модели выполнены в нелинейной постановке при последовательном увеличении нагрузки до разрушения образцов.

3.2. Конечно-элементный анализ

Современные расчетные программы основаны на методе конечных элементов и выполняют расчеты строительных конструкций с использованием теорий прочности и методов механики твердого тела [20,21]. Значительное исследование моделей железобетонных конструкций предлагается в работах Карпенко Н.И. [24,25], Клованич С.Ф. [26] для численных исследований на основе метода конечных элементов.

Всего рассматривалось пять расчетных схем с различными физическими параметрами. Расчеты выполнены в программном комплексе ЛИРА-САПР 2021 R1 в виде трехмерной модели, свободно опирающейся по четырём углам от действия равномерно-распределенных нагрузок.

ПК ЛИРА-САПР в настоящее время является наиболее надежным инструментом численного анализа, а также хорошо известным пакетом конечных элементов, основанным на надежной и современной теоретической базе. В дополнение к многочисленным возможностям ЛИРА-САПР может решать широкий спектр задач анализа напряжений и перемещений, позволяя использовать практически любой конструкционный материал. Следовательно,

предлагает методы нелинейного анализа, разработанные для нестабильных локальных или глобальных ситуаций обрушения.

Нелинейный процессор предназначен для решения физически и геометрически нелинейных, а также задач с наличием конструктивной нелинейности и предварительного напряжения. Геометрические и физические интерпретации, доказательство сходимости и оценка погрешности для наиболее распространенных методов решения нелинейных задач приведены в [3,20,21].

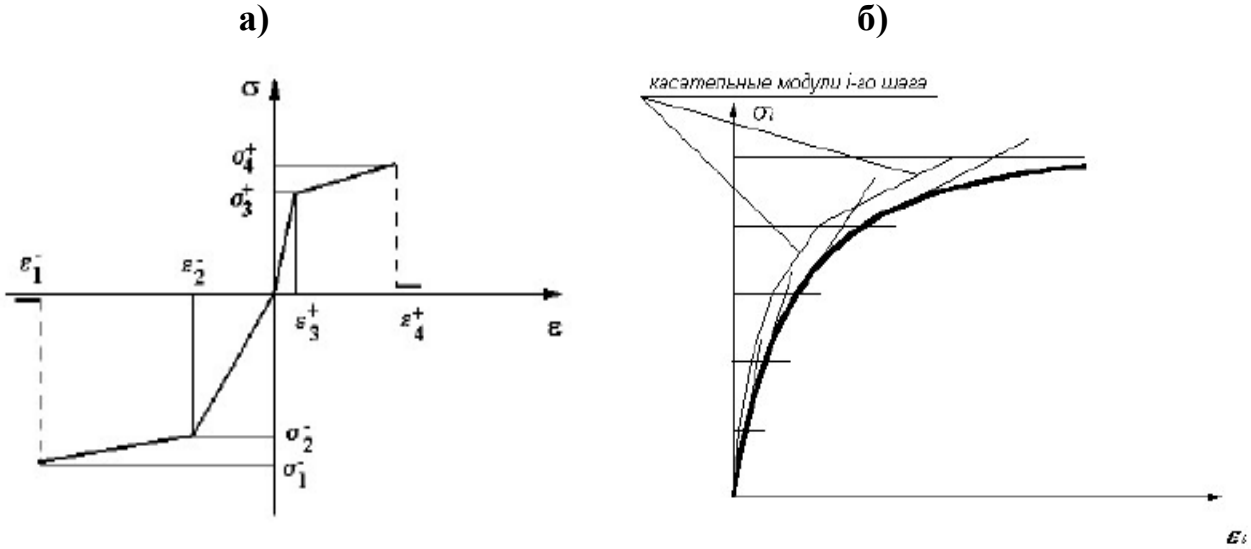


Рисунок 3.1. - (а) Кусочно–линейная зависимость, (б) Геометрическая интерпретация шагового нагружения

Для решения нелинейных задач процессор организует пошаговое нагружение конструкции и обеспечивает решение линеаризованной системы уравнений на каждом шаге для текущего приращения вектора узловых нагрузок, сформированного для конкретного нагружения.

3.3. Геометрические и физические параметры конечно-элементной модели

Разработка информационной схемы является отправным пунктом численного моделирования. В ней в графической форме показаны диапазоны

изменения факторов, влияющих на прочность и жесткость исследуемого объекта, и их взаимосвязь.

Геометрические характеристики и поперечные сечения комбинированным способом представлены на рисунке 3.2.

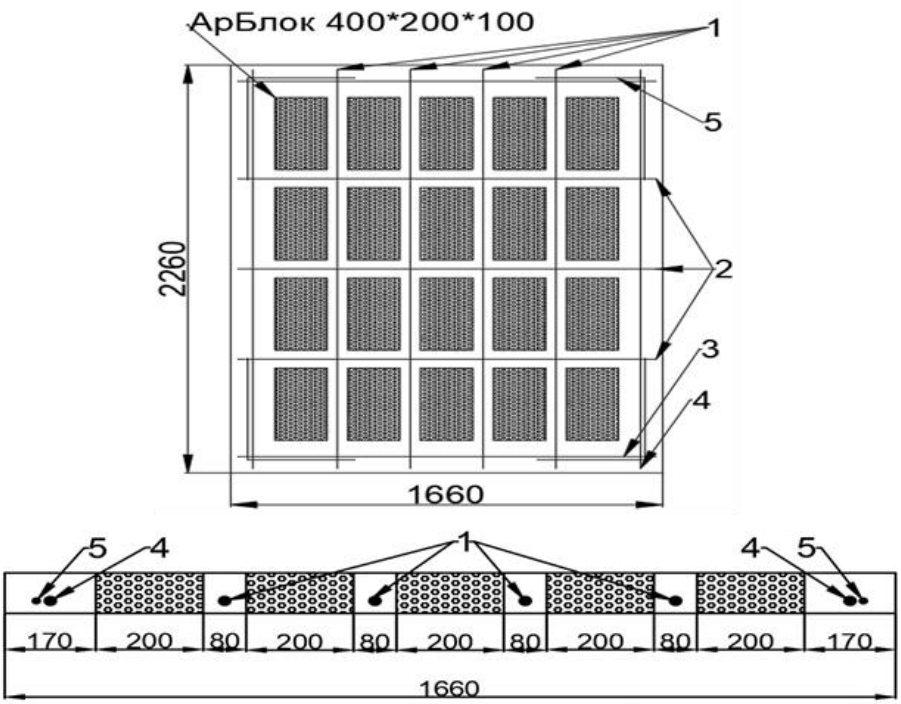


Рисунок 3.2. - Геометрическая характеристика и поперечные сечения плиты

1) $АСК_b^o$ *– местоположение арматур в центральных ребрах по длинной стороне, 2)* $АСК_a^o$*) местоположение арматур в центральных ребрах по короткой стороне, 3)* A_{sl}^k *– местоположение стальной арматуры в крайних ребрах по короткой стороне, 4)* A_{sb}^k *– местоположение стальной арматуры в крайних ребрах по длинной стороне, 5) ребро жесткости*

Рассматриваемая облегченная плита имеет следующие характеристики и геометрические размеры (рис.1): пролет l = 2260 мм, ширина b = 1660 мм, толщина h = 100 мм. Первая серия образцов изготовлена из бетона класса В25 (R_b = 14,5 МПа, R_{bt}, = 1,05 МПа, E_b = $3.1 \cdot 10^4$ МПа) из арболитового блока размерами 400×200×100мм. Первая испытанная плита (**Серия 1**) армировалась в нижней зоне стальной арматурой класса А400 (R_s = 350 МПа, E_s = $2 \cdot 10^5$ МПа) обозначенной в соответствии с рис.1 A_{sb}^k-2Ø12, A_{sl}^k - 2Ø10, A_{sb}^o3Ø6, $A_{sl}^0$4Ø8. В

остальных сериях использовалось комбинированное армирование, т.е. крайнее армирование из стали, а по центру во всех случаях выполнено из стеклопластиковой арматуры различных диаметров. Более подробное описание образцов описано ниже.

Серия 2 по краям длинной стороны A_{sl}^{k} - 2Ø10, в направлении короткого борта A_{sb}^{k}-2Ø12, стальная арматура класса А400 (R_s = 350 МПа, $E_s = 2\cdot10^5$ МПа)., а по центру композитная арматура $АСК_b^o$ - 3Ø8мм, $АСК_l^o$ - 4Ø8мм. (R_f = 1100 МПа, E_f = 50000 МПа). Класс бетона В25 (R_b = 14,5 МПа, R_{bt} = 1,05 МПа, $E_b = 3.1\cdot10^4$ МПа).

Серия 3 по краям длинной стороны A_{sl}^{k} - 2Ø12, в направлении короткого борта A_{sb}^{k}-2Ø10, стальная арматура (R_s = 350 МПа, $E_s = 2\cdot10^5$ МПа), а по центру композитная арматура $АСК_b^o$ - 3Ø6мм, $АСК_l^o$ - 4Ø10мм. (R_f = 1100 МПа, E_f = 50000 МПа). Класс бетона В30 (R_b = 17 МПа, R_{bt} = 1,15 МПа, $E_b = 3.3\cdot10^4$ МПа).

Серия 4 по краям длинной стороны A_{sl}^{k} - 2Ø12, в направлении короткого борта A_{sb}^{k}-2Ø10, стальная арматура (R_s = 350 МПа, $E_s = 2\cdot10^5$ МПа), а по центру композитная арматура $АСК_b^o$ - 3Ø6мм, $АСК_l^o$ - 4Ø10мм. (R_f = 1100 МПа, E_f = 50000 МПа). Класс бетона В12,5 (R_b = 7,5 МПа, R_{bt} = 0,66 МПа, $E_b = 2,1\cdot10^4$ МПа).

Серия 5 по краям длинной стороны A_{sl}^{k} - 2Ø10, в направлении короткого борта A_{sb}^{k}-2Ø6 (R_s = 350 МПа, $E_s = 2\cdot10^5$ МПа), стальная арматура, а по центру композитная арматура $АСК_b^o$ - 3Ø4мм, $АСК_l^o$ - 4Ø8мм. (R_f = 1100 МПа, E_f = 50000 МПа). Класс бетона В 13,8 (R_b = 8 МПа, R_{bt} = 0,7 МПа, $E_b = 2,2\cdot10^4$ МПа).

Таблица 3.1 - Физические характеристики плиты

Серия	**R_b,**	**R_{bt}**	**E_b**	**Армирование**				**E_s**
				A_{sb}^{k}	A_{sl}^{k}	$АСК_b^o$	$АСК_l^o$	
1	14,5	1,05	$3.1\cdot10^4$	2Ø12	2Ø10	A_{sb}^{o}3Ø6	A_{sl}^{0}4Ø8	$2\cdot10^5$
2	14,5	1,05	$3.1\cdot10^4$	2Ø12	2Ø10	3Ø8	4Ø8	50000
3	17	1,15	$3.3\cdot10^4$	2Ø10	2Ø12	3Ø6	4Ø10	50000
4	7,5	0,66	$2,1\cdot10^4$	2Ø10	2Ø12	3Ø6	4Ø10	50000
5	8	0,7	$2,2\cdot10^4$	2Ø6	2Ø10	3Ø4	4Ø8	50000

3.4. Компьютерная модель элементов образца

Элемент конструкции моделируется как сетка конечных элементов. Образцы моделировались из объемных и стержневых конечных элементов. Для объемных элементов (моделирование бетона и арболитовых блоков) выбран конечный элемент (КЭ) 236 - пространственный 8-ми узловой изопараметрический элемент (произвольный гексаэдр). Композитная арматура моделировалась КЭ типа 410, а металлическая КЭ типа, 210 в которых учитывается физическая и геометрическая нелинейность.

(КЭ) 236 - предназначен для прочностного расчета континуальных объектов и массивных пространственных конструкций с учетом физической нелинейности материала.

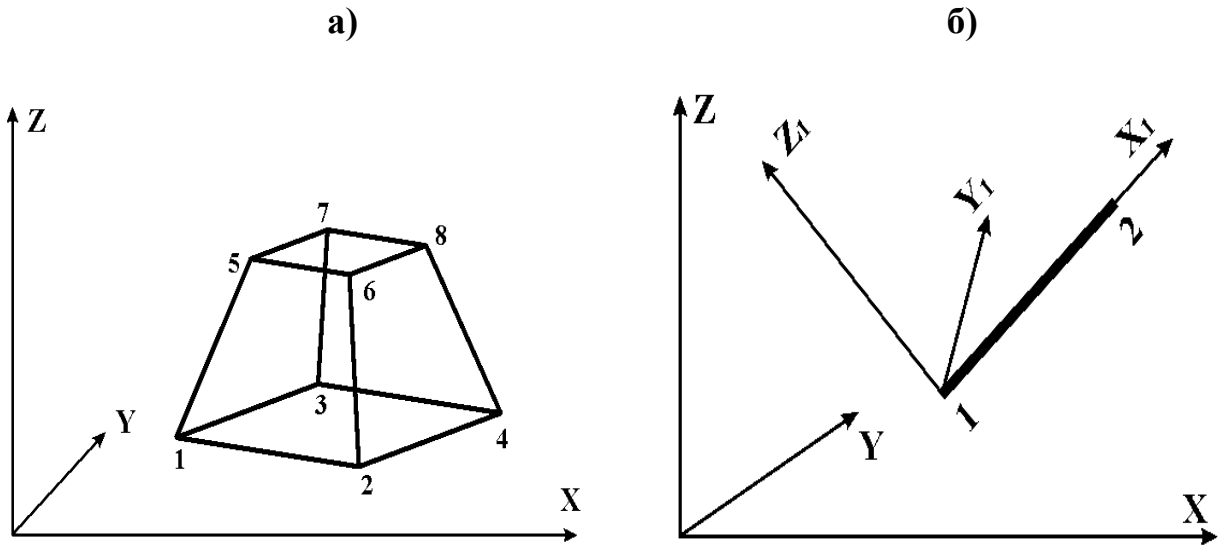


Рисунок 3.3. - Конечные элементы для объемного и стержневого элементов

а) Физически нелинейный универсальный пространственный восьмиузловой изопараметрический КЭ, **б)** Физически нелинейный универсальный пространственный стержневой КЭ

Узел конечного элемента имеет три степени свободы:

U - линейное перемещение по оси X;

V - линейное перемещение по оси Y;

W - линейное перемещение по оси Z.

Конечный элемент имеет местную систему координат, совпадающую с глобальной. На рисунке 3.3.а представлены схематическое изображение КЭ и последовательность нумерации его узлов.

Стержневые конечные элементы 410, 210 КЭ обеспечивают расчет всех видов стержневых систем. При учете физической и геометрической нелинейности. Конечный элемент обеспечивает расчет всех видов стержневых систем с учетом физической нелинейности материала и является аналогом универсального линейного стержневого конечного элемента (тип КЭ 10). КЭ может работать со всеми признаками схемы. Конечный элемент имеет местную правую декартову систему координат. На рисунке 3.3б представлены схематическое изображение КЭ и последовательность нумерации его узлов. Конечный элемент допускает наличие абсолютно жестких вставок произвольной ориентации.

Для бетонных и железобетонных элементов ($\sigma_{кр}^{+} \leq 0{,}25\left|\sigma_{кр}^{-}\right|$) проверяется предельная несущая способность сечения (в начале и конце стержня), при превышении которой назначается шарнир по соответствующему направлению.

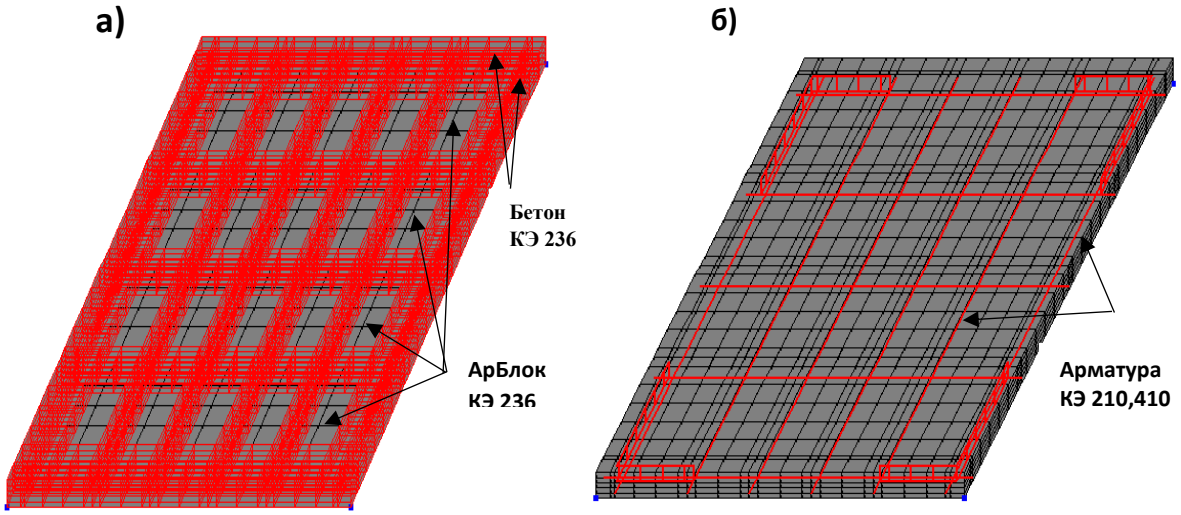


Рисунок 3.4. - Общий вид модели в ПК ЛИРА

(а) Вид модели бетона и АрБлока, **(б)** Вид армирования модели образца

Исходные характеристики модели в виде рабочих диаграмм, описывающих физические характеристики материалов состояния сжатого бетона и растянутой арматуры, выбраны в соответствии с СП 63.13330.2018, определяющие взаимосвязь между напряжениями и относительными деформациями, приняты упрощенные трехлинейные и двухлинейные диаграммы (рис. 3.5, а, б) по типу диаграмм Прандтля.

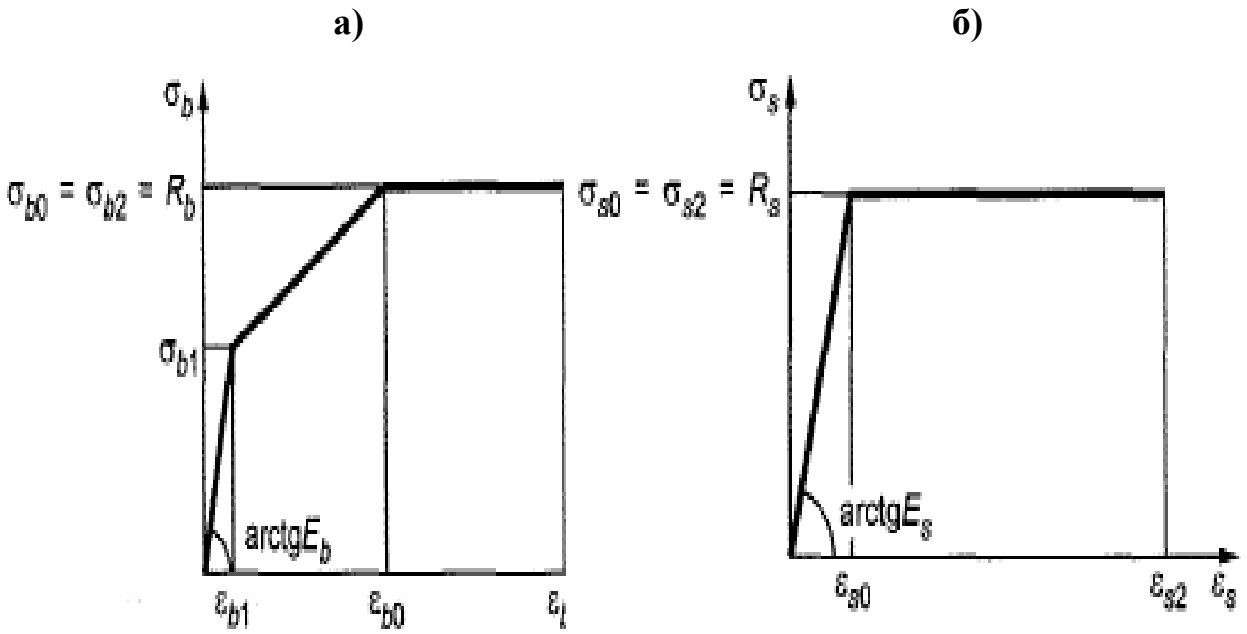


Рисунок 3.5. - Физические характеристики материалов состояния сжатого бетона и растянутой арматуры

(а) трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона, **(б)** двухлинейная диаграмма состояния растянутой арматуры

Кусочно–линейная зависимость. ε – деформация в i–той промежуточной точке; σ – напряжение в i–той промежуточной точке.

В ходе компьютерного исследования каждый образец последовательно нагружался, начиная от нулевой нагрузки до разрушения, которое происходило от действия равномерно распределенной нагрузки при достижении предела текучести арматуры и предела прочности бетона.

3.5. Расчет модели облегченной плиты с комбинированным армированием

На каждой стадии нагружения получены напряженно-деформированное состояние конструкции, прогибы плиты с учетом объемного состояния.

Критерием разрушения является достижение предельных напряжений по главным площадкам в группе конечных элементов и потерей геометрической неизменяемости системы.

Таблица 3.2. Результаты, полученные компьютерным моделированием

Серия	Разрушающая нагрузка, кгсм/м2	Нагрузка трещинообразования, кгсм/м2	Максимальный прогиб при разрушающей нагрузке	Максимальные значения сжимающих напряжений в срединном сечении бетона плит, МПа	Напряжения в арматуре при появлении трещин в бетоне плит, МПа
1	4796	1526	46,96	14,7	311,95
2	4800	1280	61,7	11,4	273,73
3	6000	1500	87,18	11,28	321,63
4	5040	1250	95,7	6,99	
5	3800	1140	81,7	5,54	228,03

При расчете разрушение всех образцов произошло вдоль пролетного сечения длинной (1-3) и короткой (4,5) сторон плиты. Разрушающая нагрузка была вызвана превышением предела текучести в стальной арматуре и геометрической изменчивостью на последних этапах нагружения. Отклонение разрушающих нагрузок по сравнению с первым образцом, который полностью армирован стальной арматурой, колеблется от -20,67% до +25,10%.

Исходя из использованной модели, трещины образовались по площадке, пролетному сечению бетона при превышении заданного предела прочности на растяжение.

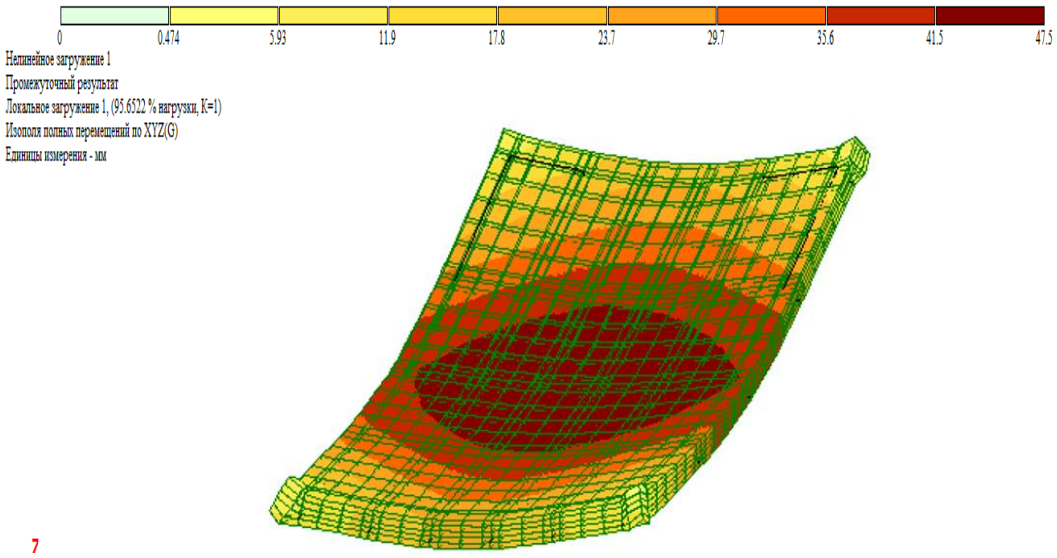


Рисунок 3.6. - Изополя полных перемещений по XYZ

На основании графика максимальных прогибов можно увидеть три характерные стадии напряженно-деформированного состояния плиты: до появления трещин, после появления трещин и стадия разрушения. А также наблюдается, что изменение прочности бетона и использование стеклопластиковой арматуры в 1,31-2,03 раза влияет на жесткость плит по сравнению с первым образцом. На рис. 3.7. представлены результаты максимальных прогибов для всех серий.

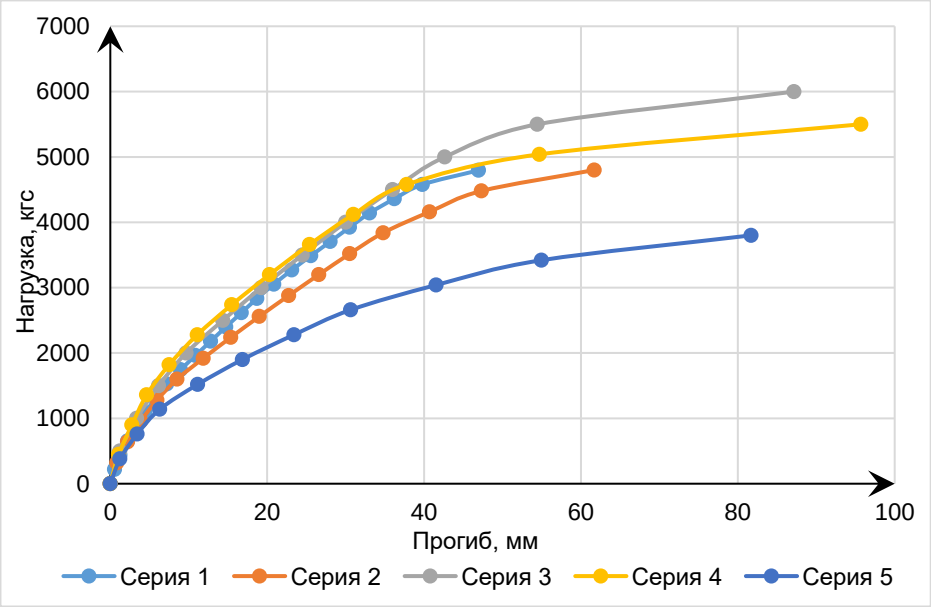


Рисунок 3.7. - График максимальных прогибов при разрушающей нагрузке

На рис. 3.8а показаны зависимости максимальных напряжений в сжатом и растянутом сечениях бетона, что указывает на нелинейное поведение бетона и максимальных напряжениях в арматуре при разрушающей нагрузке всех образцов от пошагового нагружения. Отклонение напряжений в сжатой зоне бетона составляет 5,65…14,99 МПа. В растянутой зоне бетона от 0,7…1,34 МПа.

На рис. 3.8б показана зависимость напряжения от нагрузки в арматуре, которая выходит из строя на последнем этапе нагружения. Зависимость напряжения от нагрузки в арматуре также имеет нелинейный характер. В ходе испытаний наблюдалось перераспределение напряжений по арматуре. На начальных стадиях нагружение в основном воспринимает большие напряжения стальной арматуры по краям плиты при 30,52 % от разрушающей нагрузки, напряжения достигают от 208,48 ... 346,69 МПа, затем напряжение перераспределяется вдоль центра плиты, где напряжение достигает 1019,51 МПа, что приводит к разрушению.

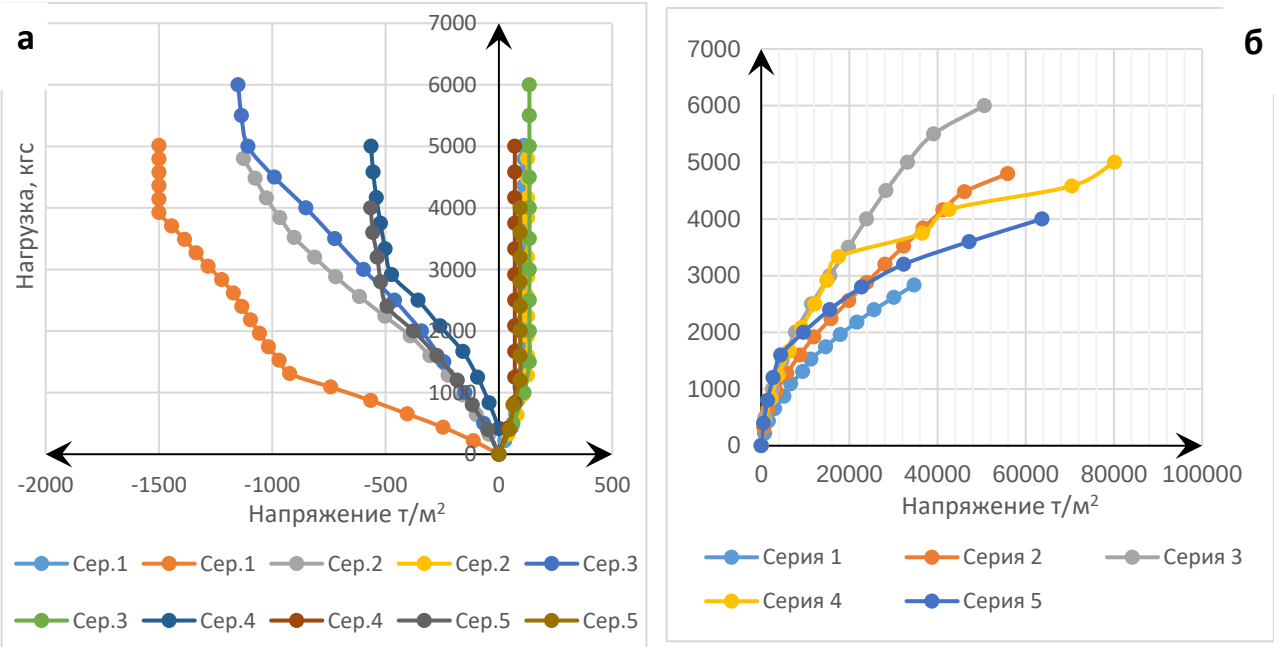


Рисунок 3.8. - Графики максимальных напряжений бетона и арматуры

(а) напряжения в сжатой и растянутой сечениях бетона, **(б)** зависимость “нагрузка-напряжения” в арматурах, расположенных в центре плиты

Основным фактором, влияющим на изменение деформации бетона, может быть проникновение трещин и их раскрытие. Ожидается, что при более глубоком проникновении и более широких трещинах деформации бетона будут более локализованными вокруг трещины, и изменение деформации может сильно отличаться от средних условий.

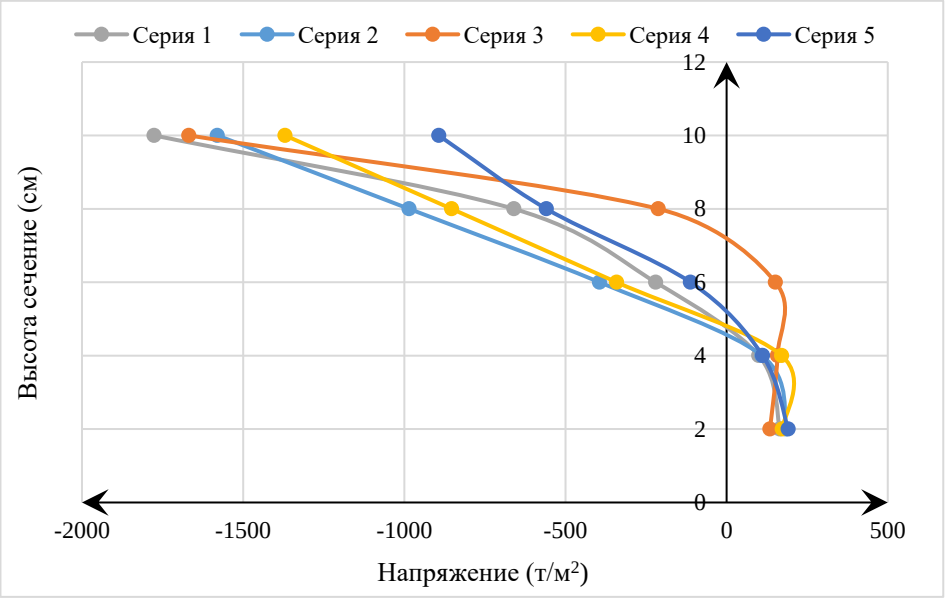


Рисунок 3.9. - Распределения напряжений по высоте сечения плит при разрушающей нагрузке в пролетном сечении

Напряжение по высоте сечения плит при разрушающей нагрузке в сжатом сечении бетона достигает 8,75…17,41МПа. В растянутом сечении бетона 1,32…1,87МПа.

Затем деформации сравнивались с соответствующими результатами натурных испытаний. Предсказания КЭ-анализа обсуждаются вместе с экспериментальными результатами в следующей главе.

3.6. Сравнение модели и экспериментов

По результатам компьютерного моделирования получены деформированные схемы плит и образование трещин при различных стадиях нагружения. Получены графики зависимости прогиба плит от нагрузки, напряжения в арматурных стрежнях и график распределения напряжений по высоте сечения плиты.

Сходимость полученной КЭ модели проверялась на физических испытаниях образцов. Результаты сравнения несущей способности экспериментальных образцов и КЭ моделей приведены на рисунках 3.10 – 3.14.

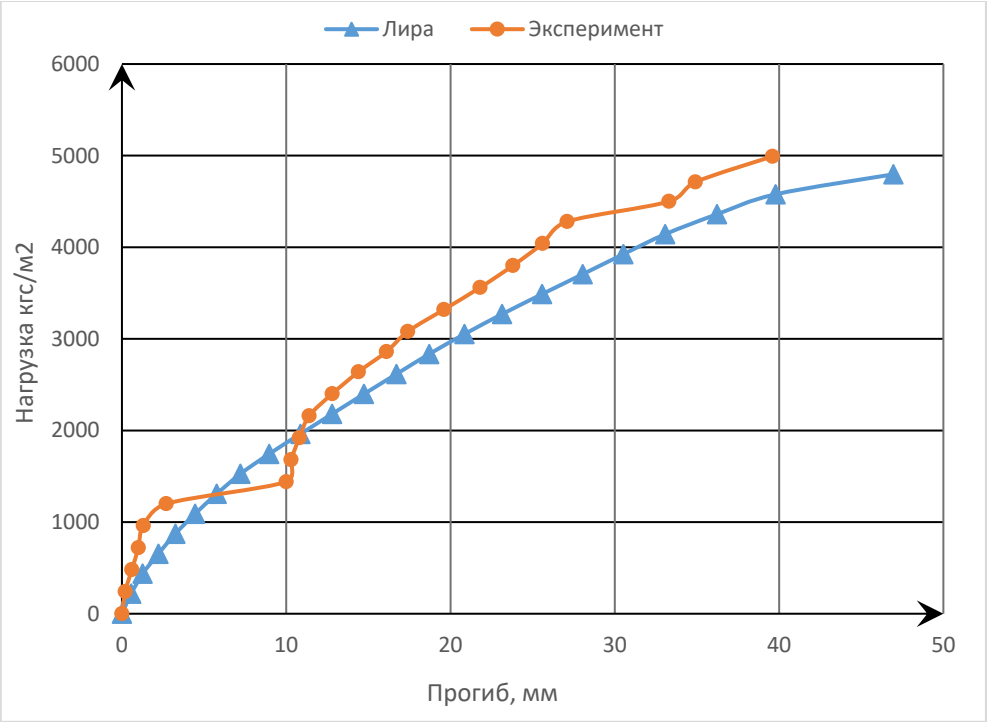


Рисунок 3.10. - Диаграмма деформирования. Серия 1

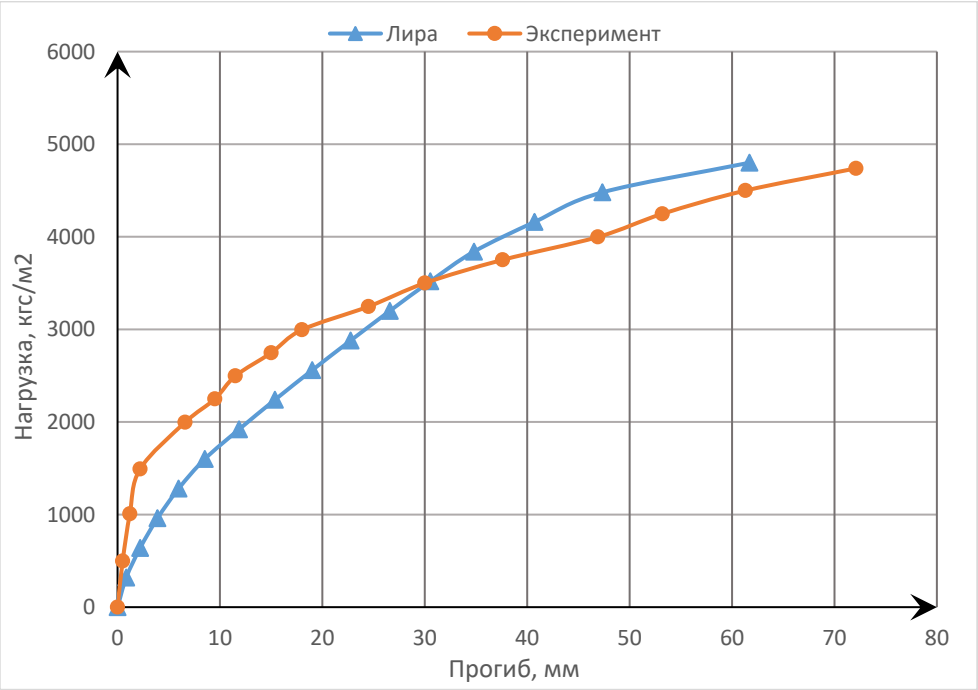


Рисунок 3.11. - Диаграмма деформирования. Серия 2

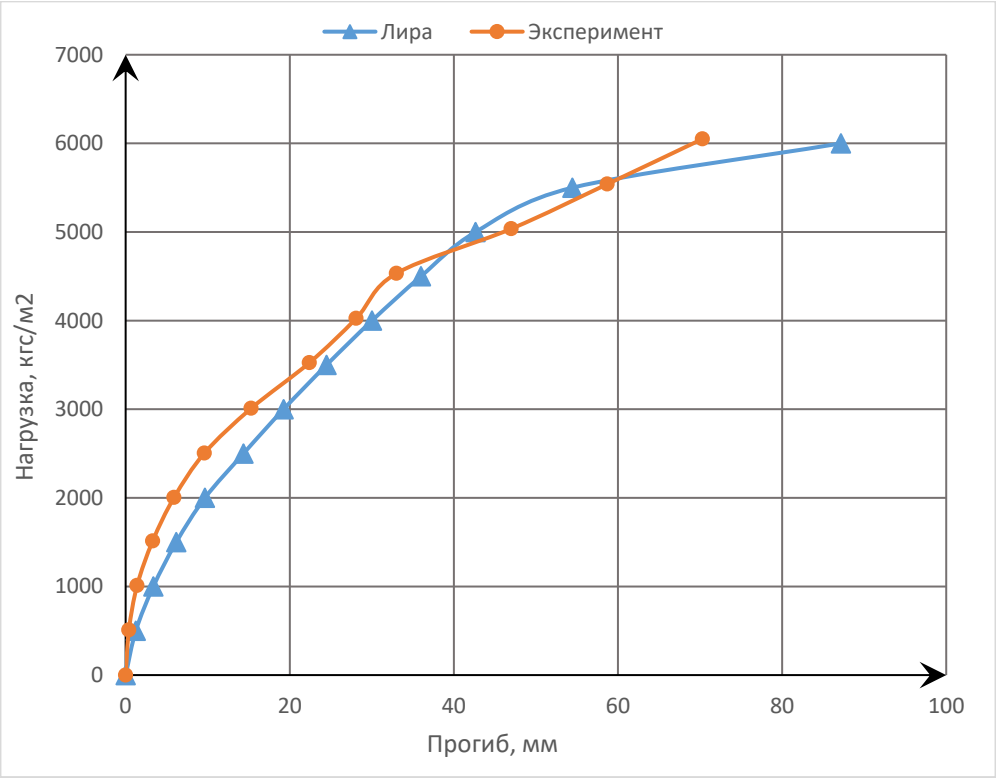


Рисунок 3.12. - Диаграмма деформирования. Серия 3

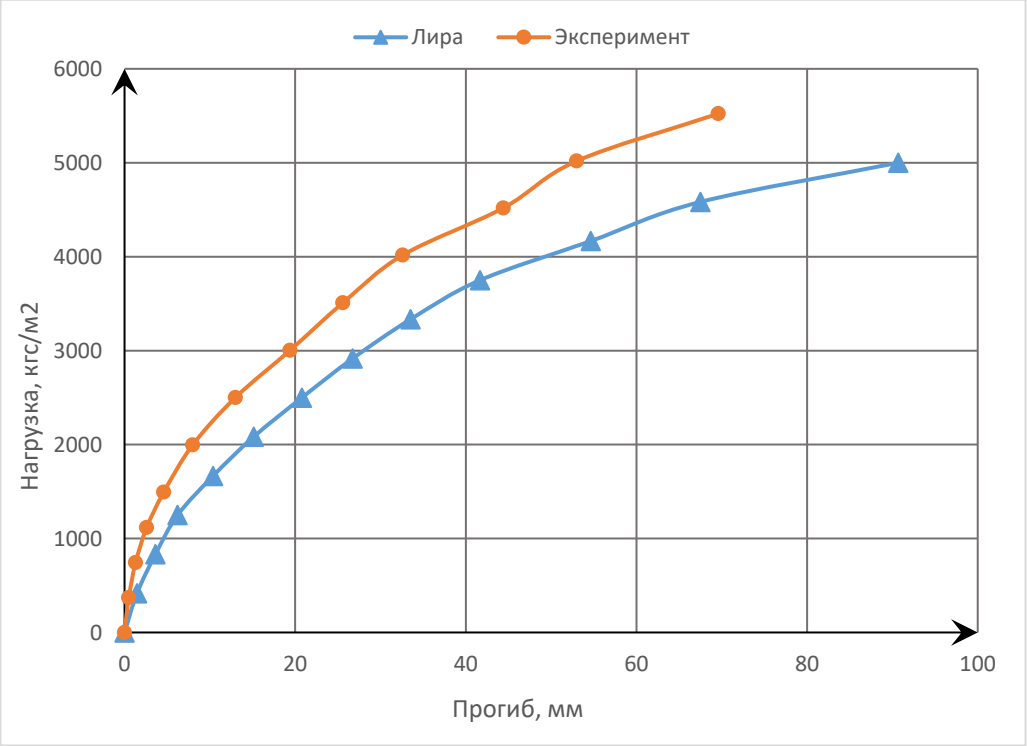


Рисунок 3.13. - Диаграмма деформирования. Серия 4

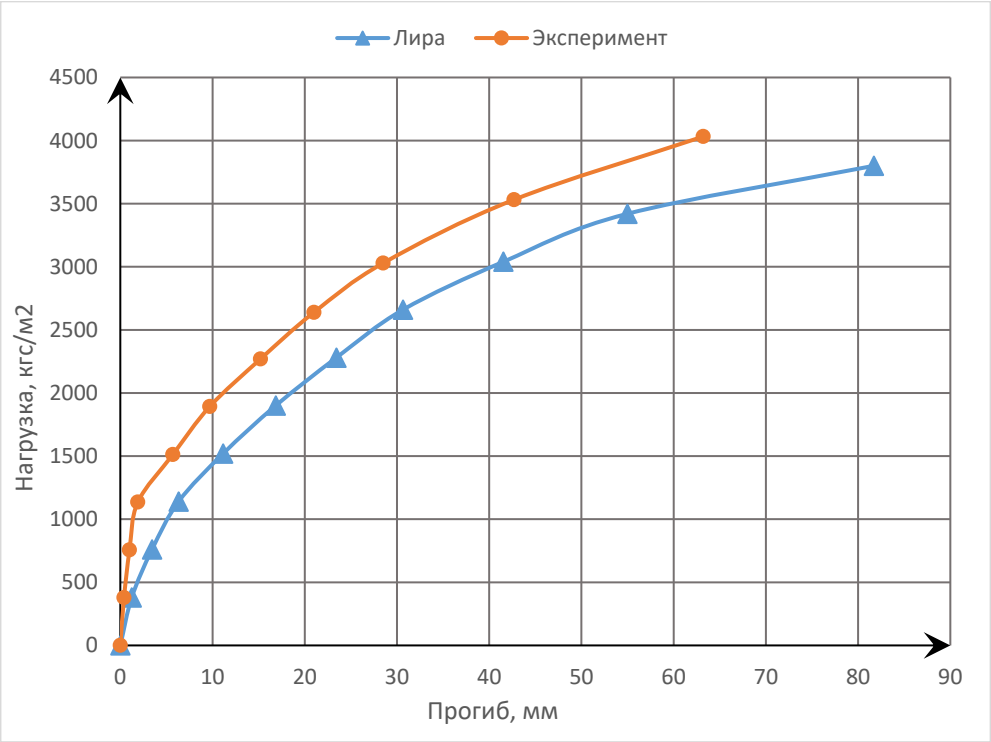


Рисунок 3.14. - Диаграмма деформирования. Серия 5

Прогибы экспериментальных испытаний при разрушающей нагрузке хорошо согласуются с прогибом модели, разработанной в ПК ЛИРА-САПР 2021R1 в виде трехмерной модели в нелинейной постановке.

3.7. Выводы по главе 3.

1. Результаты компьютерного моделирования, полученные на основе программы ЛИРА-САПР 2021 R1 в рамках предложенной схемы расчета, показывают, что использование такого подхода для описания деформирования облегченных плит с комбинированным армированием позволяет получить приемлемые для технического расчета результаты, близкие к экспериментальным данным.

2. Наблюдается качественное совпадение теоретических значений зависимости «нагрузка-прогиб» с экспериментальными.

Количественные отклонения теоретических характеристик зависимости «нагрузка-прогиб» характеризуются следующими значениями:

- Момент появления трещин - 5,61-32,69%.
- Предельная нагрузка - 7,76-8,36%,
- Предельный прогиб - 10,56-30,47%.

3. Предлагаемая модель может быть использована в практических расчетах с установлением определённой величины коэффициента запаса.

Глава 4. МЕТОДИКА РАСЧЕТА ОБЛЕГЧЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ПЛИТ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ (ОПКА)

В данной главе приводится методика теоретического расчета и сравнительный анализ результатов облегченных плит с комбинированным армированием по несущей способности и деформативности ОПКА, полученные теоретическим, компьютерным моделированием и экспериментальным путем.

Применение композитной арматуры в строительной науке и в строительной практике остается одним из важнейших аспектов этого направления. Композитная арматура и композитный материал чаще всего используются для усиления различных типов конструкций или для частичной замены стальной арматуры. Несмотря на особенности композитной арматуры, ее использование ограничено в изгибаемых элементах, особенно в железобетонных плитах. Это связано в основном с низким модулем упругости, большими деформациями в железобетонных элементах, температурными воздействиями и т.д. Кроме того, элементы, полностью армированные композитной арматурой, сопровождаются хрупким разрушением [12,86,93,101].

Для того чтобы расширить применение композитной арматуры в строительном комплексе, чтобы она была ближе и больше соответствовала строительным требованиям, используются различные методы, например, комбинирование арматуры, применение различных композиционных материалов для усиления и т.п. Соответственно, требуются широкомасштабные экспериментальные исследования и сравнительный анализ с аналогичными методами расчета подобных конструкций.

В связи с этим многие исследователи посвятили свои исследования комбинированию, усилению [31-37], а также сравнительному анализу изгибаемых элементов, усиленных стальной и композитной арматурой [42-44,46].

В связи с этим проведены экспериментальное исследование [60], компьютерное моделирование [3], теоретическое исследование облегченных плит, армированных стальной и стеклопластиковой арматурой, облегченных арболитовыми блоками для улучшения деформативности и устранения хрупкого разрушения предлагаемых плит. Теоретическим путем по несущей способности рассматривается метод предельного равновесия на полосовое и смежное разрушение, а также расчет по второму предельному состоянию. Компьютерным моделированием было отдано предпочтение программному комплексу ЛИРА-САПР 2021 R1.

Цель исследования – проанализировать возможность применения существующих методов расчета для применения в проектировании в двух направлениях облегченных изгибаемых плит с комбинированным армированием.

4.1. Методика расчета облегченных плит с комбинированным армированием

После проведения экспериментальных исследований и анализа данных установлено, что замена металлической арматуры в средней зоне плит композитной арматурой (при других одинаковых параметрах) привела к уменьшению разрушающей нагрузки на 5-9%. При этом прогибы, соответствующие этой нагрузке, увеличились в 1,2 раза. Нагрузка, при которой появляются трещины, снизилась на 25%. Связи с этим была поставлена задача на основе прямого сопоставления теоретических и опытных данных - оценить степень их сходимости.

Расчетные значения деформаций арматуры (стальной, композитной), бетона, арболитовых блоков для эксплуатационной стадии комбинированных плит с армированием стеклопластиком определялись в соответствии с действующими нормами и фактическими исследованиями. Для того чтобы

приблизить расчеты к реальному поведению предлагаемой модели, формулы, входящие в действующие нормы и рекомендации, были рационально изменены на основании исследований отечественных и зарубежных работ [33-37,47,48,50,100,101] и рассчитаны по предлагаемой методике, приведенной ниже.

Для плит, свободно опертых на четыре угла, величина изгибающего момента (на погонную единицу ширины) зависит от суммарной величины нагрузки и способа ее приложения [55].

Соответственно несущая способность плит, работающих в двух направлениях, определяется, как правило, по методу предельного равновесия, как наиболее простому по сравнению с другими методами, который позволяет достаточно просто и достоверно определять несущую способность элементов конструкций. При расчете методом предельного равновесия предполагается, что плита разламывается на плоские звенья (полосовое и смежное), соединенные друг с другом по линиям излома линейными пластическими шарнирами.

4.1.1. Полосовое разрушение

Определяем предельную расчетную нагрузку при изломе средней полосы плиты в предположении, что в рассматриваемой полосе образуются линейные пластические шарниры, параллельные оси этой полосы: один линейный пластический шарнир в пролете с раскрытием трещин снизу и по одному линейному пластическому шарниру у опор с раскрытием трещин сверху.

$$q\frac{a\times b^2}{8} = M_{int} \tag{4.1}$$

$$M_{int} = RsAsZ\text{пр} = Rs(A^{\text{к}}_{s.\text{пр}} \times Z^{k}_{\text{пр}} + A^{c}_{s.\text{пр}} \times Z^{c}_{\text{пр}}) \tag{4.2}$$

$$q\frac{l_y(l_x-2c_x)^2}{8} = R_s \times A_{s.\text{пр}} \times Z_{\text{пр}} = R_s \times A^{\text{мет}}_{s.\text{пр}} + R_f \times A^{\text{пл}}_{f.\text{пр}} \tag{4.3}$$

4.1.2. Смежный излом

При расчете смежных изломов принимается, что в пролете в середине образуются взаимно перпендикулярные и взаимно параллельные линейные пластические шарниры с раскрытием трещин внизу. Плита разделяется этими пластическими шарнирами на четыре звена, вращающихся вокруг опорных линейных пластических шарниров, оси которых расположены в зоне опор, как правило, ниже плиты, под углом к рядам опор. При этом трещины над опорными пластическими шарнирами раскрываются и, развиваясь сверху вниз, трещины прорезают всю толщу плиты.

Для смежных изломов плиты применительна схема излома, расчет ведется по формуле (4-7):

$$q\frac{l_x \times l_y}{8}\left(\frac{l_x + l_y}{2}\right) = M_{ext} \tag{4.4}$$

$$M_{ext} = \frac{R_s}{2}\left(A_{S.\text{пр}}^{\text{к}} \times Z_{\text{пр}}^{k} + A_{S.\text{пр}}^{c} \times Z_{\text{пр}}^{c}\right) \tag{4.5}$$

$$q\frac{l_x \times l_y}{8}\left(\frac{l_x + l_y}{2} - 2\text{c} + \frac{4}{3} \times \frac{\text{C}^3}{l_x \times l_y}\right) = \frac{R_s}{2}\left(A_{S.\text{пр}}^{\text{к}} \times A_{S.\text{пр}}^{c}\right); \tag{4.6}$$

$$\left[\frac{R_s}{2} \times A_{S.\text{пр}}^{x} \times Z_{\text{пр}} + \frac{R_f}{2} \times A_{f.\text{пр}}^{x} \times Z_{\text{пр}}\right] + \left[\frac{R_s}{2} \times A_{S.\text{пр}}^{y} \times Z_{\text{пр}} + \frac{R_f}{2} \times A_{f.\text{пр}}^{y} \times Z_{\text{пр}}\right] \tag{4.7}$$

где q — заданная равномерно распределенная нагрузка на плиты; l_x=166 см—размер плиты в направлении, перпендикулярном оси рассматриваемой полосы; l_y = 220 см — размер панели в направлении вдоль полосы; C_x= 13 см — расстояние от крайнего пластического шарнира до ближайшего к нему ряда опор; $A_{S.\text{кр}}$ — площадь сечения стальных арматур по краям плиты; $A_{f.\text{пр}}^{\text{пр}}$ — площадь сечения стеклопластиковых арматур в средине плиты; R_s – расчетное сопротивление стальной арматуры, R_f - расчетное сопротивление композитной

арматуры $z_к$ и $z_п$ — плечи внутренних пар соответственно в крайнем и среднем плитах.

Соответственно, расчеты следует производить для предельных состояний второй группы, что позволяет более рационально проектировать и производить более правильную оценку прочности, трещиностойкости и деформируемости данной конструкции.

4.2. Расчеты по предельным состояниям второй группы

В настоящее время в России действуют два нормативных документа по определению деформируемости железобетонных конструкций и армированной полимеркомпозитной арматуры СП63.13330.2018 и СП295.1325800.2017.

4.2.1. Расчет по образованию и раскрытию трещин

Методика расчета комбинированных элементов с учетом композитных материалов более детально приводится в [37]. Вычисление ширины раскрытия трещин облегченных плит с комбинированным армированием осуществлялось по формуле (8):

$$a_{crc} = \varphi_1 * \varphi_2 * \varphi_3 * \psi_{s,f} \frac{\sigma_{s,f,red}}{E_{s,f,red}} * l_{s,f,red} \qquad (4.8)$$

$\psi_{s,f}$ - напряжение в продольной растянутой стальной и композитной арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки.

$l_{s,f,red}$ - базовое расстояние между смежными нормальными трещинами определялось согласно исследованию [37], учитывая работу комбинированной арматуры:

$$l_{s,f,red} = k_{s,f,red}(A_{bt} / A_{s,f,red})d_{s,f,red} \quad (4.9)$$

$A_{s,f,red}$ принимает вид, учитывая вклад стеклопластиковой арматуры

$$A_{s,f,red} = A_s + A_f(E_f / E_s) \quad (4.10)$$

В данном случае приведенный к стали условный диаметр комплексной арматуры можно получить из формулы площади круга $A_{s,f,red} = \pi * d^2_{s,f,red} / 4$

$$d_{s,f,red} = \sqrt{0.785 * A_{s,f,red}} \quad (4.11)$$

$k_{s,f,red}$, A_{bt} - принимается согласно исследованию [37]

$\psi_{s,f}$ - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами, следует определять по:

$$\psi_{s,f} = 1 - 0.8(M_{crc} / M_{\max}) \quad (4.12)$$

Для расчета второго предельного состояния комбинированных плит из стеклопластиковой арматуры и совместного применения тяжело-легкого (арболита) бетона используется следующее выражение для эффективного A_{red} S_{red} и момента инерции I_{red}, которое учитывает разномодульные деформации $E_{s,f,red}$ комбинированных плит и различные характеристики материала.

«Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами» и многие исследователи [37,47,48,101,101] предлагают рассчитывать приведенное сечение момента инерции с учетом композитных материалов. В нашем случае с учетом легких блоков формула принимает вид [64].:

$$I_{red} = I_b + I_s\alpha_s + I_f\alpha_f + I_{blok}\alpha_{blok} \quad (4.13)$$

Соответственно A_{red} и S_{red} поперечного сечения плиты определяется по формуле:

$$A_{red} = A_b + A_s\alpha_s + A_f\alpha_f + A_{blok}\alpha_{blok} \quad (4.14)$$

$$S_{red} = S_b + S_s\alpha_s + S_f\alpha_f + S_{blok}\alpha_{blok} \quad (4.15)$$

Величины напряжений $\sigma_{s,f,red}$ в растянутой арматуре для комбинированной плиты со стеклопластиковой арматурой определяли по формуле:

$$\sigma_{s,f,red} = \frac{M}{z_{s,f,red} * A_{s,f,red}} \quad (4.16)$$

$z_{s,f,red}$ - расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующего усилия в сжатой зоне элемента определяли согласно предложению [37] $z_{s,f,red}$ = 0.77*h_0

$E_{s,f,red}$ — приведенный модуль деформации растянутой стальной и композитной арматуры определяли по формуле:

$$E_{s,f,red} = \alpha_f * (E_s / \psi_s) = (E_s / \psi_s) * (E_f / E_s) \quad (4.17)$$

E_s - модуль упругости стальной арматуры

E_f - модуль упругости стеклопластиковой арматуры

Последовательность расчета комбинированных плит по деформативности представлен на рисунок 4.1-4.2.

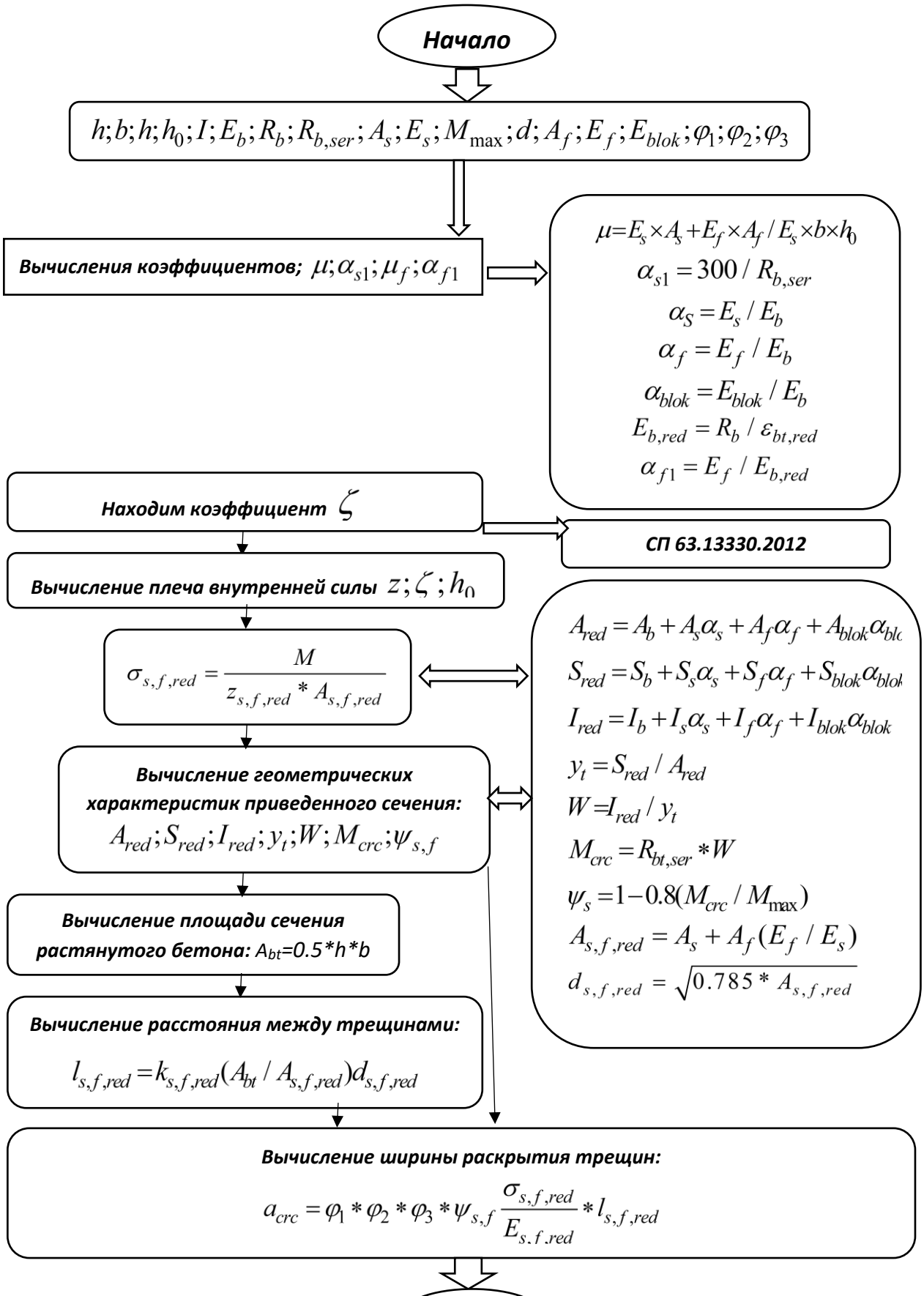


Рисунок 4.1. - Блок-схема для определения образования и ширины раскрытия трещин для комбинированных плит

4.2.2. Расчет по деформациям

Для расчета железобетонных элементов с композитными материалами часто используется предельное состояние. Точный расчет прогибов предельного состояния может быть выполнен путем интегрирования кривизны. Однако такие расчеты трудоемки и усложняют проектирование. Поэтому важно разработать упрощенные методы расчета для оценки прогибов железобетонных элементов с композитными материалами с приемлемой точностью.

Согласно СП295.1325800.2017 п.6.2.18 допускается определять прогибы конструкций по общим правилам строительной механики в зависимости от характеристик изгиба, сдвига и осевого деформирования элемента в сечениях по его длине, но с заменой характеристик упругой жесткости на изгиб **E*I** и кривизны **1/r** непосредственно характеристикой жесткости **D**.

$$f_{\max} = Sl^2 \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} \tag{4.18}$$

S - коэффициент, определяемый по табл.4.3 [50], как для свободно опертой в зависимости от схема загружения.

Кривизна элементов $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ от действия соответствующих нагрузок определяется по формуле:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \frac{M}{D} = \frac{M}{E_{b,red} * I_{red}} \tag{4.19}$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки

D - изгибная жесткость приведенного поперечного сечения с учетом дополнительных вкладышей и стеклопластиковой арматуры.

$E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным $E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}$—, где значение $\varepsilon_{b1,red}$ принимаем согласно СП295.1325800.2017

I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести определяем по общим правилам сопротивления упругих элементов с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны и площади сечения растянутой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{f1},

$x_{ms,f}$ - средняя высота сжатой зоны бетона, учитывающая влияние работы растянутого бетона между трещинами, и определяем согласно СП295.1325800.2017:

$$x_{ms,f} = h_0 * \sqrt{(\mu_s \alpha_{s2} + \mu_f \alpha_{f1})^2 + 2(\mu_s \alpha_{s2} + \mu_f \alpha_{f1})} - (\mu_s \alpha_{s2} + \mu_f \alpha_{f1}) \quad (4.20)$$

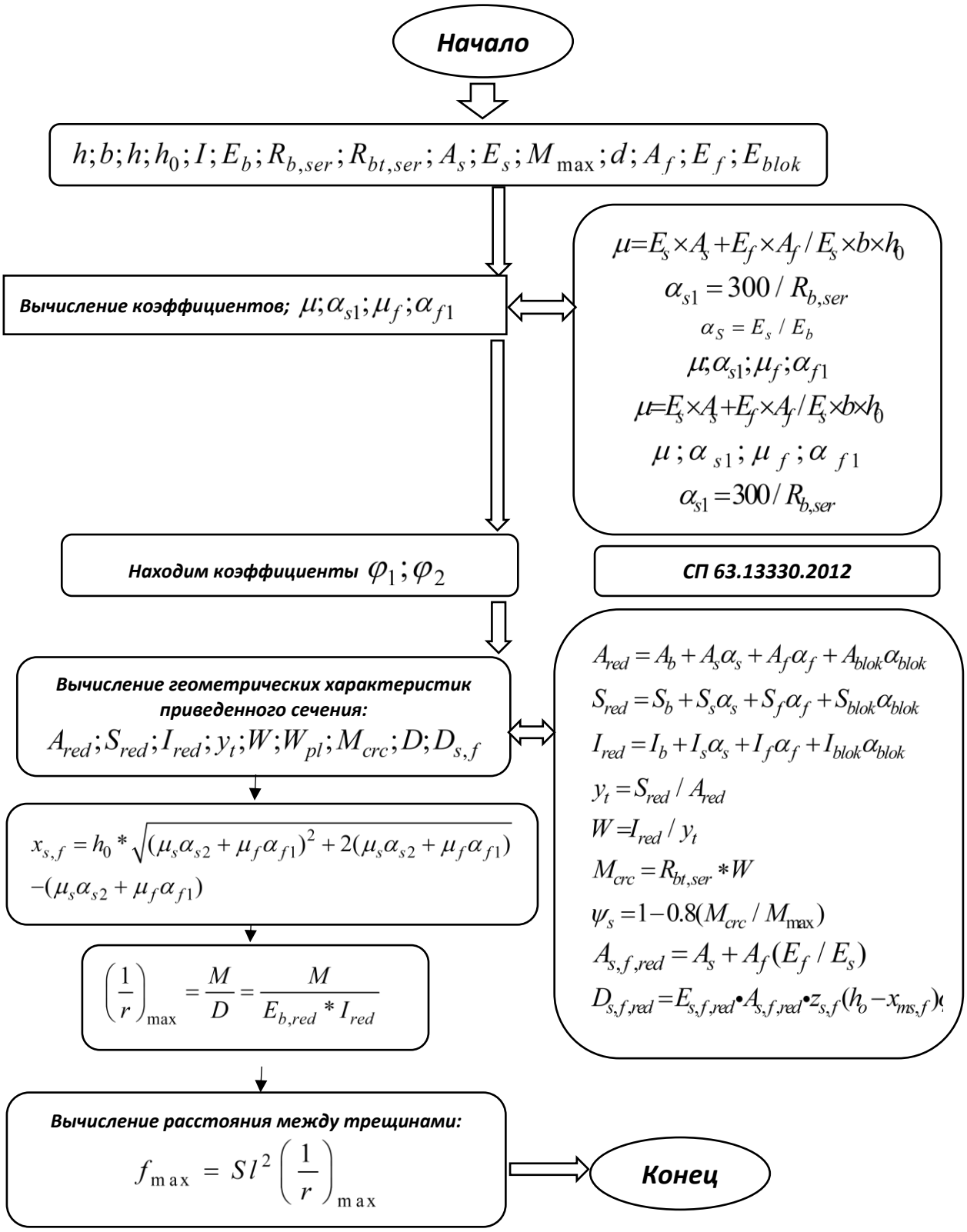


Рисунок 4.2. - Блок-схема расчета по деформациям для комбинированных плит

4.3. Сравнение методики расчёта с результатами опытов

4.3.1. Сравнение по несущей способности

Фактическая несущая способность комбинированных плит со стеклопластиковой арматурой, полученная экспериментально, оказалась выше их несущей способности, определенной методом предельного равновесия. Следовательно, метод предельного равновесия в чистом виде занижает прочность конструкций, армированных стеклопластиковой арматурой, что свидетельствует о дальнейшей корректировке этого метода с учетом композитного армирования.

Таблица 4.1. Сравнение по прочности

Серия	Эксперимент	ЛИРА-САПР	Предельное равновесие	
			Полосовое разрушение	Смежное разрушение
1	5200	4796	5771	4200
2	4800	4800	5860	4530
3	6000	6000	4420	4800
4	5500	5040	4181	4090
5	3800	3800	1399	2417

При сравнении несущей способности экспериментальных значений с компьютерным моделированием при тех же параметрах и прочностных характеристиках разрушающие нагрузки и характер разрушения практически совпали, отклонение составляло 7,76-8,36%, что свидетельствует о достоверности результатов экспериментальных исследований. На (рис.4.1) представлено сопоставление данных по несущей способности.

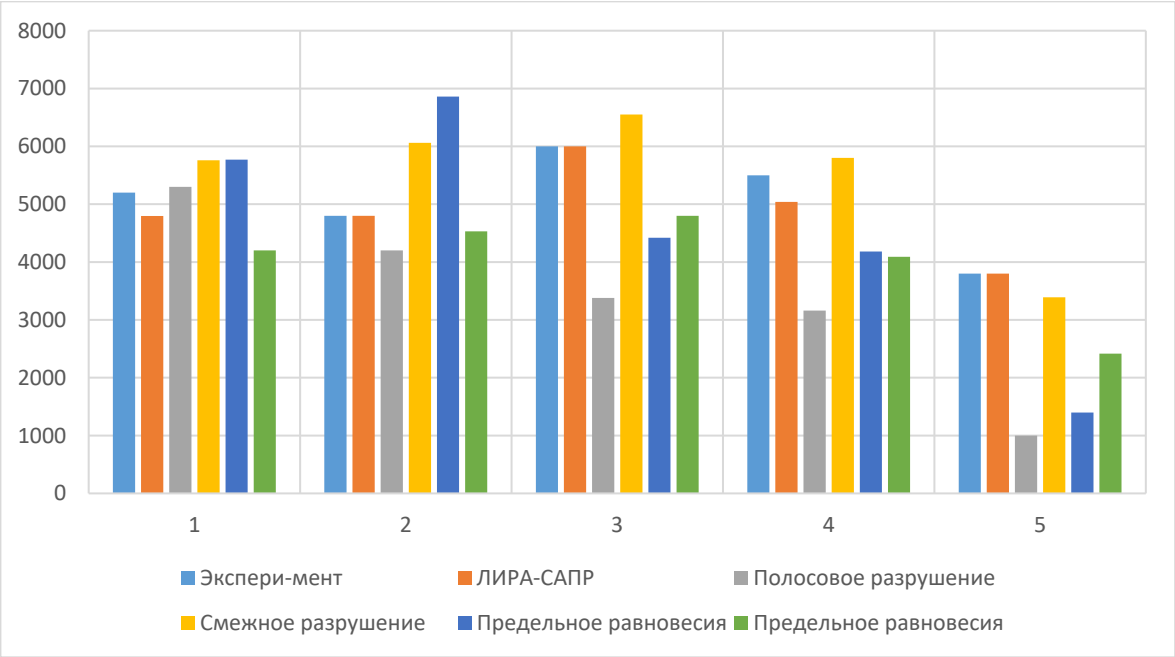


Рисунок 4.3. - Сопоставление данных по прочности

Как показано в (таблице 4.1) экспериментальные разрушающие нагрузки как в обычной, так и в комбинированной арматуре превышают теоретические значения. Для полной армированной стали превышение составляет -9,89% на полосовое, +19,23% на смежное разрушение, а для комбинированного армирования для серии 2,3 на полосовое разрушение 18-26%, а для смежного разрушения 5,62-20%. Величина превышения зависит от степени армирования и прочностных характеристик бетона. При этом наблюдается, что для серии 4,5, у которой процент арматуры и класс бетона ослаблен на 50 %, экспериментальная несущая способность значительно превышает метод предельного равновесия на полосовое разрушение 76 % для 4-ой серии, в 2,72 раза для 5-ой серии. При смежном разрушении 74,36 % для 4-ой серии, 63,6 % для 5-ой серии.

Сравнительный анализ представленных исследований показывает, что независимо от вида армирования и класса бетона расчет прочности методом предельного равновесия облегченных плит с комбинированным армированием занижает экспериментальные данные.

4.3.2. Сравнение по образованию трещин

В таблице 4.2 представлено сопоставление нагрузок, соответствующих образованию тещин.

Таблица 4.2. Сравнение по трещинообразованию

Серия	Эксперимент	ЛИРА-САПР	Теория
1	14,12	14,96	13,54
2	10,57	12,55	13,33
3	19,65	14,70	14,98
4	14,64	12,25	8,90
5	16,61	11,18	8,60

Экспериментальная нагрузка, соответствующая появлению трещин, превышает значение теоретического расчета для серии 1-3 от 4,10-27,76%. Далее для серии 4,5 намного выше 1,93раза.

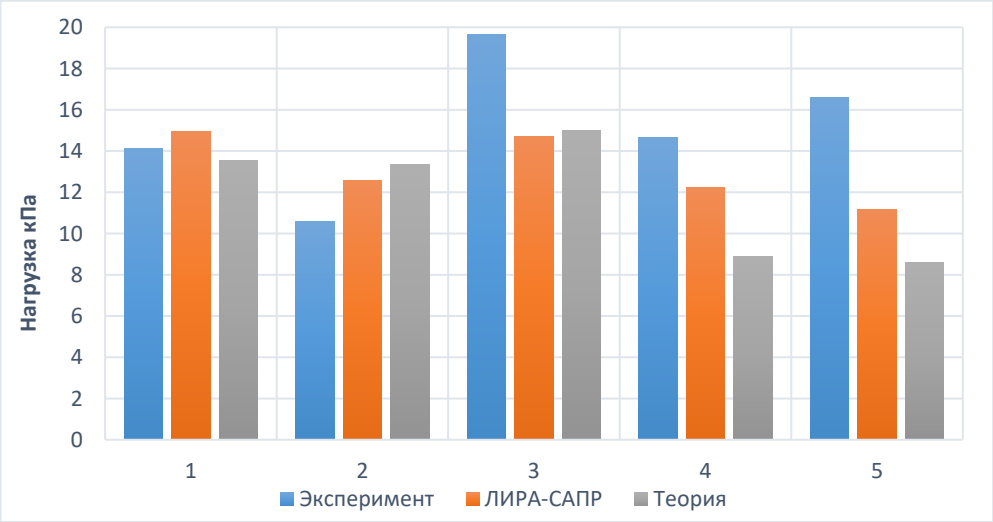


Рисунок 4.4. - Сопоставление данных по трещинообразованию

Для компьютерного моделирования превышение нагрузки, соответствующей появлению трещин, составляет от 5,61-32,69%.

4.3.3. Сравнение по раскрытию трещин

Сравнение экспериментальных и теоретических данных по ширине раскрытия нормальных трещин в комбинированных плитах с учетом предлагаемого метода показывает удовлетворительное совпадение с экспериментальными данными, значение теоретического Acrc в большей степени завышает экспериментальную ширину раскрытия трещины, для серии 2,3,4,5 отклонение составляет от 14,77-31,03%

Таблица 4.3. Сравнение по раскрытию трещин

Серия	Эксперимент, мм	ЛИРА-САПР, мм	Теория, мм
1	3	-	2,56
2	2,6	-	3,1
3	2	-	2,9
4	2	-	2,8
5	3	-	3,52

Рассматривая приведенные таблицы, можно отметить, что теоретическая ширина раскрытия трещин недооценивает серию 14,66% (таблица 4.3).

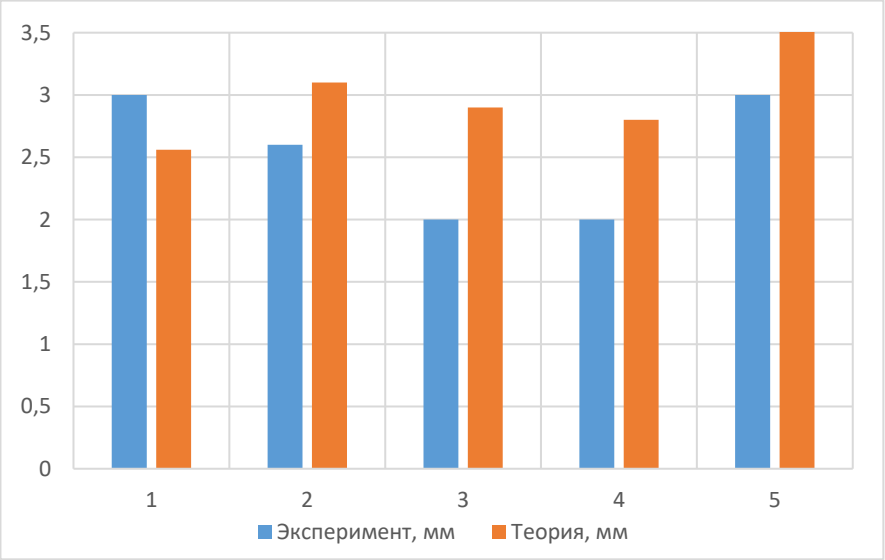


Рисунок 4.5. - Сопоставление данных по раскрытию трещин

4.3.4. Сравнение по деформации

Из сравнения и анализа экспериментальных данных и аналитических расчетов, значений прогибов, представленных на графиках, видно, что аналитические расчеты хорошо согласуются с опытом.

Оценивая результаты, можно отметить, что в среднем это превышение для теоретического расчета составляет от 2,59-13,14%. А для компьютерного моделирования отклонение составляет от 10,56-30,47%.

Таблица 4.4. Сравнение по прогибу

Серия	Эксперимент, мм	ЛИРА-САПР, мм	Теория, мм
1	42	46,96	38,94
2	77	61,7	75
3	71,5	87,18	74
4	73,6	95,7	63,93
5	56,8	81,7	48,08

Применение предложенного метода расчета комбинированных плит позволяет удовлетворительно оценить второе предельное состояние при равномерно распределенной нагрузке для решения практических задач.

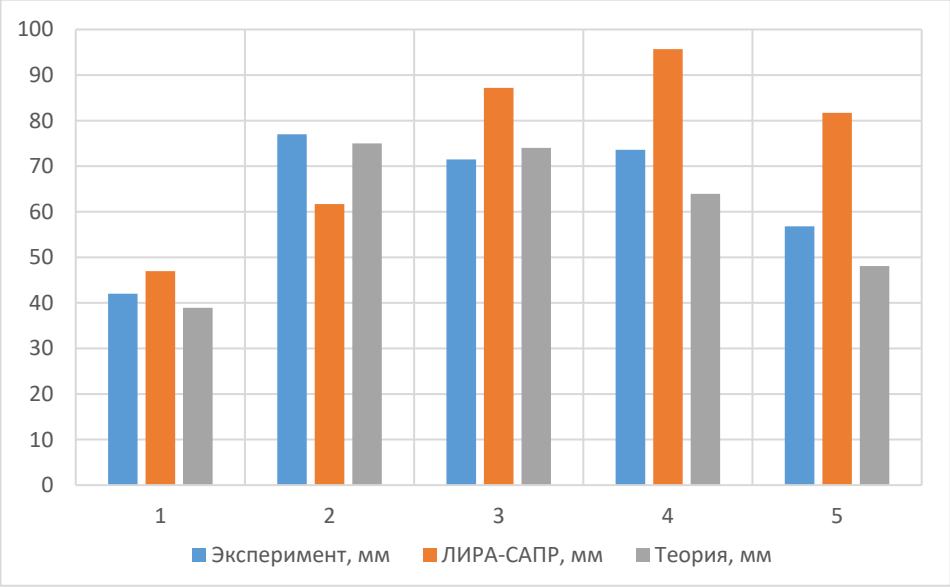


Рисунок 4.6. - Сопоставление данных по прогибам

Аналитические исследования облегченных плит с комбинированным армированием при действии поперечной нагрузки для оценки эффективности и надежности предложенного метода расчета показали схожий между собой характер деформирования, трещинообразования и разрушения.

Обобщая, можно сделать вывод, что наибольшее количественное расхождение между экспериментальными данными и аналитическими расчетами наблюдается для серии 4,5, несмотря на это компьютерное моделирование качественно подтверждает картину разрушения.

4.4. Выводы по главе 4.

Предложенная методика расчета для определения напряженно-деформированного состояния по прочности, жесткости и трещиностойкости от влияния совместной работы стальной и стеклопластиковой арматуры, а также тяжелого и легкого (арболита) бетона по предложенным формулам повышает достоверность теоретического расчета.

Метод предельного равновесия при определении несущей способности занижает эту характеристику (прочность) в пределах -9,89% на полосовое, +19,23% на смежное разрушение, а для комбинированного армирования для серии 2,3 на полосовое разрушение 26%, а для смежного разрушения 5,62-20%. Этот метод можно применять для практического проектирования, т.к. он дает некоторый дополнительный резерв несущей способности. Метод необходимо совершенствовать с учетом специфических особенностей комбинированной конструкции.

Предлагаемая компьютерная модель и алгоритм учета нелинейности, заложенный в ПК ЛИРА-САПР, дают результаты, совпадающие с опытом, с несущественными отклонениями.

Для практического проектирования предлагается использование метода предельного равновесия и метода КЭ на основе предлагаемой модели с использованием коэффициента запаса по договоренности с заказчиком.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Основные научные результаты диссертации

1. Предложенный вариант облегченных плит с комбинированным армированием, основанный на теоретических и инженерных подходах, позволяет значительно снизить материалоемкость в строительстве и способствует частичному использованию композитной арматуры. На основе анализа опыта применения комбинированных конструкций имеющихся теоретических и экспериментальных исследований видна тенденция к повышению интереса застройщиков. Поэтому совершенствование таких конструкций и систем из них, а также проведение экспериментально-теоретических исследований является актуальной задачей **[8-А]**.

2. Получены новые экспериментальные данные о сопротивлении комбинированной конструкции плит изгибаемых в двух направлениях. Данные необходимы для разработки рекомендации по проектированию конструкций и систем из них **[2-А]**.

3. Физическая исследования и анализ данных показали рациональность применения комбинированного армирования для облегченных плит, от действия поперечной нагрузки. Комбинированные плиты полностью со стальной арматурой в отличие от плиты из композита демонстрируют пластичное независимо от коэффициента армирование (серия 2,3,4) и хрупкое поведение (серия 5). Однако предельные деформации сопоставимы в обоих случаях, что может компенсировать пластичность и служить достаточным предупреждением перед разрушением **[7-А]**.

4. Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния облегченных плит с комбинированным армированием на основе программы ЛИРА САПР 2021 R1 позволяет получить приемлемые для технического расчета результаты, близкие к экспериментальным данным **[3-А]**.

5. Теоретический анализ показал, что существующие методы расчета пригодны для практического использования, но требуется доработка и совершенствование методов с целью более точного соответствия опытам и обеспечению надежности **[4-А]**.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРАКТИЧЕСКОМУ ИСПОЛЬЗОВАНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ

1. Чтение лекций при магистерской подготовке и для специалистов по уникальным зданиям и сооружениям.

2. Использование результатов анализа экспериментальных данных для совершенствования теории сопротивления комбинированных конструкций применительно к плитам, изгибаемым в двух направлениях.

3. Использование экспериментальных данных при разработке нелинейной механики неоднородных конструктивных систем.

4. Использование предлагаемого варианта комбинированной конструкции каркасно-панельных систем при строительстве малоэтажных зданий различного назначения с целью экономии материалов и их рационального размещения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. А. с. 1738960 СССР, Е 04 С 2/04. Стеновая панель / В.С. Шмуклер. – № 4865060/33; заявл. 10.09.90; опубл. 07.06.92, Бюл. № 21.

2. А. с. 1738962 СССР, Е 04 С 2/26, Е 04 В 5/02. Железобетонный ограждающий элемент / В.С. Шмуклер, В.Д. Бедим, И.В. Шмуклер, Д.В. Бедим. – № 4865059/33; заявл. 10.09.90; опубл. 07.06.92, Бюл. № 21.

3. Агапов В.П., Бардышева Ю.А., Минаков С.А. Учет физической и геометрической нелинейности в расчетах железобетонных плит и оболочек переменной толщины методом конечных элементов // Строительная механика и расчет сооружений. - 2010. № 5. С. 62–66.

4. Антаков А. Б. Анализ нормативных подходов к оценке прочности нормальных сечений изгибаемых элементов, армированных полимеркомпозитной арматурой / А.Б. Антаков, И.А. Антаков // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. -2014. -№ 1. -С. 75-80.

5. Антаков А.Б., Антаков И.А. Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с полимеркомпозитной арматурой // Известия КГАСУ, 2014, № 3 (29). – С. 7-13.

6. Антаков А.Б., Антаков И.А., Гиздатуллин А.Р. Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с предварительно напряженной полимеркомпозитной арматурой // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкциях и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР-2014. – Чебоксары, 2014. – С. 69-75.

7. Антаков И.А. Особенности работы изгибаемых элементов с композитной полимерной арматурой под нагрузкой // Жилищное строительство. 2018. № 5. С. 15–18.

8. Антаков, А. Б. Анализ методик расчета изгибаемых элементов, армированных полимеркомпозитной арматурой, по второй группе предельных состояний / А. Б. Антаков, И. А. Антаков // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2016. – № 4(38). – С. 200-207.

9. Антонов К. К. Задачи экономического проектирования железобетонных конструкций / К. К. Антонов // Бетон и железобетон. -1964. -№1. - С. 37-40.

10. Аралов Р.С. Анализ использования облегченных конструкций монолитных плит в российской и зарубежной практике /Р.С. Аралов, В.И. Римшин// Проблемы науки. – 2017. №7(20). С. 5.

11. Ашкар, М. М. Прочность преднапряженных изгибаемых железобетонных балок со смешанным армированием при действии кратковременных динамических нагрузок: дис. … канд. техн. наук / М. М. Ашкар. –М., 1991. 180с.

12. Бегунова Н.В., Грахов В.П., Возмищев В.Н., Кислякова Ю.Г. Сравнительная оценка результатов испытаний бетонных балок с композитной арматурой и расчетных данных // Наука и техника. 2019. Т. 18. № 2. С. 155–163. DOI: 10.21122/2227-1031- 2019-18-2-155-163

13. Бегунова, Н. В. Сравнительная оценка огнестойкости бетонных балок, армированных стеклокомпозитной и стальной арматурами / Н. В. Бегунова, В. Н. Возмищев // Вестник гражданских инженеров. 2018. Т. 67, № 2. С. 48-53.

14. Борисова Т. А. Исследование влияния температурного воздействия на работу стеклопластиковой арматуры в бетонных конструкциях / Т. А. Борисова, Т. А. Зиннуров, Куклин А.Н. // Известия КГАСУ, 2018, № 2 (44). С. 136–144.

15. Бугаевский С. А. Современные облегченные железобетонные перекрытия с применением неизвлекаемых вкладышей-пустотообразователей / С. А. Бугаевский // Науковий вісник будівництва. - 2015. - № 3. - С. 73-87.

16. Бугаевский С.А. Применение самоуплотняющегося бетона в технологии устройства облегченных железобетонных перекрытий. /С.А. Бугаевский// Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – 2015. - №69. – С. 79-90.

17. Вильдавский, Ю. М. Исследование физико-механических свойств стеклопластиковой арматуры и некоторых особенностей её работы в изгибаемых бетонных элементах: автореф. дис. канд.техн.наук. – М., 1969. 21с.

18. Вильдавский, Ю.М. О ползучести и релаксации напряжений в стеклопластиковой арматуре / Ю. М. Вильдавский. – М.: Стройиздат, 1970. 80с.

19. Волик, Е. К. Сравнительный анализ работы изгибаемых балок, армированных металлической и стеклопластиковой арматурой / Е. К. В олик / / Традиции, современные проблемы и перспективы развития строительства: сб. науч. ст. – Гродно: ГрГУ, 2015. – С. 24–27.

20. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций – К.: ФАКТ, 2007, 394с

21. Городецкий А.С., Заворицкий В.И., Лантух–Лященко А.И., Рассказов А.О. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений.//М.: Транспорт, 981.–С.143.

22. Журавская, И.В. Прочность и деформативность базальтофибробетонных и комбинированно армированных элементов при

действии малоцикловой нагрузки [текст]: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Журавская Ирина Валентиновна.

23. Инструкция по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций с учётом перераспределения усилий. – М.: Стройиздат, 1975. 193 с. 50.

24. Карпенко, Н.И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 7–25.

25. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона / М.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

26. Клованич, С.Ф. Метод конечных элементов в расчетах пространственных железобетонных конструкций / С.Ф. Клованич, Д.И. Безушко. – Одесса: Издательство ОНМУ, 2009. – 89 с.

27. Кудяков К.В. Прочность и трещиностойкость изгибаемых бетонных элементов с базальтофибровым и стержневым стеклокомпозитным армированием при статическом и кратковременном динамическом натружении: дис. ...канд. техн. наук: 05.23.01 / Кудяков Константин Львович. - Томск, 2018. - 208 с 10.

28. Лапшинов, А.Е. Исследование работы СПА и БПА на сжатие /А. Е. Лапшинов // Вестник МГСУ. – 2014. – №1. – С. 52 -57.

29. Литвинов, Р. Г. Прочность предварительно напряженных стеклопластбетонных изгибаемых элементов / Р. Г. Литвинов. – Южно-Уральское кн. изд., 1967. 161с.

30. Менейлюк А.И. Облегченные монолитные перекрытия для зданий с "гибкой планировкой". / А.И. Менейлюк, А.А. Остапчук, В.В.Таран, //Будівельне виробництво. - 2012. - №53. – С . 9-15.

31. Мерват Хишмах. Прочность и деформативность изгибаемых элементов из тяжелого бетона, армированных стеклопластиковой и стальной

арматурой / Мерват Хишмах, Д. Р. Маилян, П. П. Польской, А. М. Блягоз // Новые технологии. – 2012. – № 4. – С. 116–121.

32. Михайлов, К. В. Исследование особенностей работы изгибаемых элементов со стеклопластиковой арматурой / К. В. Михайлов, Ю. М. Вильдавский // Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1970.

33. Михуб Ахмад, Польской П.П. Зарубежные методики расчета железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами, //сб.научн.тр. "Вопросы проектирования железобетонных конструкций". Ростов -на -Дану: РГСУ,2011, с.52-61.

34. Михуб Ахмад, Польской П.П., Котеленко Р. В. Блягоз А.М. «Расчет железобетонных балок, усиленных композитными материалами, по методу аналоговой фермы»: Новые технологии, МГТУ, вып.2, Майкоп,2012. с. 79-88.

35. Михуб Ахмад, Польской П.П., Маилян Д.Р., Блягоз А. М. «Сопоставление опытной и теоретической прочности железобетонных балок, усиленных композитными материалами, с использованием разных методов расчёта»: Новые технологии, МГТУ, вып.4, Майкоп,2012.с. 101-110.

36. Михуб Ахмад. Прочность, деформативность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композитными материалами: Автореф. дис...канд. техн. наук: 05.23.01. - Ростов-на-Дону, 2013.- 24 с.

37. Михуб Ахмад. Прочность, деформативность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композитными материалами: диссертация кандидата технических наук: 05.23.01 / Михуб Ахмад; [Место защиты: Рост. гос. строит. ун-т].- Ростов-на-Дону, 2013.- 211 с.: ил. РГБ ОД, 61 13-5/1662

38. Овчинников И.И., Овчинников И.Г., Чесноков Г.В., Михалдыкин Е.С. Анализ экспериментальных исследований по усилению железобетонных конструкций полимерными композитными материалами. Часть 1.

Отечественные эксперименты при статическом нагружении // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» Том 8, №3 (2016) http://naukovedenie.ru/PDF/24TVN316.

39. Овчинников И.Г., Валиев Ш.Н., Овчинников И.И., Зиновьев В.С., Умиров А.Д. Вопросы усиления железобетонных конструкций композитами: 1. Экспериментальные исследования особенностей усиления композитами изгибаемых железобетонных конструкций // Интернет-журнал «Науковедение» 2012, № 4, http://naukovedenie.ru/PDF/13tvn412.pdf. - М. с. 1 - 22.

40. Овчинников И.Г., Валиев Ш.Н., Овчинников И.И., Зиновьев В.С., Умиров А.Д. Вопросы усиления железобетонных конструкций композитами: 2. Натурные исследования усиления железобетонных конструкций композитами, возникающие проблемы и пути их решения // Интернет-журнал «Науковедение» 2012, № 4, http://naukovedenie.ru/PDF/14tvn412.pdf. - М. с. 1 - 37.

41. Овчинников И.Г., Валиев Ш.Н., Овчинников И.И., Зиновьев В.С., Умиров А.Д. Анализ проблем усиления железобетонных конструкций композитными материалами // Развитие транспорта в регионах России: проблемы и перспективы. Материалы II Всероссийской конференции с международным участием. Киров. 2012. с. 49-52.

42. Параничева Н.В. Усиление строительных конструкций с помощью углеродных композиционных материалов / Н.В. Параничева, Т.В. Назмеева // Инженерно-строительный журнал. - 2010. - № 2. - С. 19-22.

43. Польской П.П., Михуб Ахмад. О программе исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных различными видами композитных материалов//сб.научн.тр."строительство-2012". Ростов-на-Дону:РГСУ, 2012. с.51-52. с. 159-162.

44. Польской П.П., Хишмах Мерват, Михуб Ахмад. Сопоставление деформативности балок армированных стальной, углепластиковой и комбинированной арматурой. -М.: «Научное обозрение» 2012, №6 с.208-210.

45. Рахмонов А. Д. Армобетонные балочные системы и их напряженно-деформированное состояние. Монография / А. Д. Рахмонов, В.М. Поздеев, Н.П. Соловьев. - Йошкар-Ола. ПГТУ. – 2017. – 6с.

46. Римшин, В. И. Бетонные конструкции, усиленные композитным материалом / В. И. Римшин, С. И. Меркулов, С. М. Есипов // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. – 2018. – № 2(35). – С. 93-100. – DOI 10.5281/zenodo.1286034. – EDN USTLHE.

47. Руководство по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой. Р-16-78.– М.: НИИЖБ, 1978. С.-27.

48. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами / В. Л. Чернявский [и др.]. – М., 2006. –48с.

49. Смердов Д.Н. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием металлической и полимерной композиционной арматурой, с использованием нелинейной деформационной модели материалов / Д.Н. Смердов, А.О. Клементьев // Интернет-журнал "Науковедение". - 2017. - № 1.-С. 1-8

50. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ». - 2004. – С. 140.

51. Староста, Н. А. Современные технологии получения облегченных железобетонных перекрытий / Н. А. Староста // Актуальные вопросы современной науки: сборник статей по материалам XVII международной научно-практической конференции, Томск, 19 декабря 2018 года. – Томск: Общество с ограниченной ответственностью Дендра, 2018. – С. 109-120. – EDN ZAOZBZ.].

52. Стеклянные волокна/ под ред. М.С. Аслановой. – М., 1979. – 256 с.

53. Степанова, В. Ф. Неметаллическая композитная арматура для бетонных конструкций/ В. Ф. Степанова, А.Ю. Степанов// Промышленное и гражданское строительство. – М., 2013.-№1. - С.45-47.

54. Степанова, В. Ф. Неметаллическая композитная арматура для зданий и дорожно-транспортных сооружений повышенной долговечности/ В. Ф. Степанова// Коррозия: материалы, защита. - М., 2011.-№8. - С.18-19.

55. Улицкий И.И., Ривкин С.А., Самолетов М.В. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). Издание третье, Киев-1972, 992 стр.

56. Тур, В.В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В.В. Тур, В.В. Малыха // Вестник Полоцкого государственного университета. - 2013. - № 8. - С. 58-65.

57. Фридман, И.И. Прочность и деформации предварительно напряженных балок со стеклопластиковой арматурой при поперечном изгибе: афтореф. дис. …канд.техн.наук / И. И. Фридман. – М., 1980.161с.

58. Хозин, В. Г. Одноосноориентированные армированные пластики: анализ состояния, проблемы и перспективы развития / В. Г. Хозин, И. А. Старовойтова, А.М. Сулейманов [и др.] // Известия КГАСУ. – Казань, 2012. – №4. – С. 332-339.

59. Хозин, В.Г. Сцепление полимеркомпозитной арматуры с цементным бетоном/ В. Г. Хозин, А.А, Пискунов, А.Р. Гиздатуллин, А.Н. Куклин// Известия КГАСУ.- Казань. 2013.-№1.-с.214-220.

60. Шарифов А.Х. Экспериментальные исследования прочности, жесткости и трещиностойкости облегченных плит с комбинированным армированием / А.Х. Шарифов, Ю.А. Ивашенко, А.Дж. Рахмонзода // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2021. – Т. 21, № 4. – С. 5–15. DOI: 10.14529/build210401

61. Шарифов А.Х., Ивашенко Ю.А. Рахмонзода А.Дж. Анализ результатов исследований облегченных плит с комбинированным армированием / Международная научно-практическая конференция «Технические науки и инженерное образование для устойчивого развития» сборник статей (10 ноября 2021 г., г.Душанбе,). -Таджикистан, стр. 157-165

62. Шарифов А.Х. Анализ экспериментальных данных облегченных железобетонных плит с комбинированным армированием / А.Х. Шарифов // Строительный вестник Тюменской области, журнал «Архитектура, строительство, транспорт», 2022. № 4 (102). С. 36–45

63. Шарифов А.Х. Облегченная железобетонная плита с комбинированным армированием / А.Х. Шарифов, Ю.А. Иващенко, А. Дж. Рахмонзода // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 163–173.

64. Шарифов А.Х. Методика расчета облегченных изгибаемых плит с комбинированным армированием (ОПКА) по прочности, жесткости и трещиностойкости / А.Х. Шарифов // Политехнический вестник. Серия «Инженерные исследования». – 2022. - № 4(60) 2022. С. 132-139.

65. Шмуклер, В.С. Система «МОНОФАНТ» для возведения монолитных железобетонных каркасов / В.С. Шмуклер, С.А. Бугаевский, В.Б. Никулин // Вестник ХНАДУ. – 2015. – № 71. – С. 70–84.

66. 1R–06. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars / American Concrete Institute (ACI). – 1996. - P.68.

67. 3R–04. Guide Test Methods for Fiber – Reinforced for Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures / American Concrete Institute (ACI). - 2004. - P. 40.

68. A. Nanni. Composites: Coming on strong. Concrete Construction 44 (1): 120–124 (1999).

69. Acciai A., D’Ambrisi A., De Stefano M., Feo L., Focacci F., Nudo R. Experimental response of FRP reinforced members without transverse reinforcement: Failure modes and design issues // Composites Part B: Engineering. 2016. Vol. 89. Pp. 397–407. DOI: 10.1016/j. compositesb.2016.01.002

70. ACI 440R-07. Report on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Struc-tures. - P.69.

71. ACI Committee 440. Report on fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcement for concrete structures. ACI 440R -07, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI (2007).

72. Adam M.A., Said M., Mahmoud A.A., Shanou A.S. Analytical and experimental flexural behavior of concrete beams reinforced with glass fi ber reinforced polymers bars // Construction and Building Materials. 2015. Vol. 84. Pp. 354–366. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.03.057

73. Abdul Rahman M., Swamy R. N. Flexural behaviour of concrete beams reinforced with glass fibre reinforced polymer bars //Malaysian Journal of Civil Engineering. – 2005. – Т. 17. – №. 1. – С. 49-57.

74. Aiello MA, Ombres L. Structural performances of concrete beams with hybrid (fiber-reinforced polymer-steel) reinforcements. J Compos Constr 2002;6(2):133–40.

75. Al-Sunna R., Pilakoutas K., Hajirasouliha I., Guadagnini M. Defl ection behaviour of FRP reinforced concrete beams and slabs: An experimental investigation // Composites Part B: Engineering. 2012. Vol. 43. Issue 5. Pp. 2125–2134. DOI: 10.1016/j.compositesb.2012.03.007

76. Attia K., El Refai A., Alnahhal W. Flexural behavior of basalt fiber–reinforced concrete slab strips with BFRP bars: Experimental testing and numerical simulation // Journal of Composites for Construction. 2020. Vol. 24. Issue 2. P. 04020007. DOI: 10.1061/(ASCE) CC.1943-5614.0001002

77. Barris C., Torres L., Comas J., Mias C. Cracking and defl ections in GFRP RC beams: an experimental study // Composites Part B: Engineering. 2013. Vol. 55. Pp. 580–590. DOI: 10.1016/j.compositesb. 2013.07.019

78. Barris C., Torres L., Comas J., Mias C. Трещинообразование и деформации балок армированных АСК: экспериментальное исследование // Композиты Часть B, 2013, № 55. – С. 580-590.

79. Barris C., Torres L., Turon A., Baena M., Mias C. Experimental study of flexural behaviour of GFRP reinforced // Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2008). Zurich, Switzerland, 2008.

80. Barris C., Torres L., Vilanova I., Miàs C., Llorens M. Experimental study on crack width and crack spacing for Glass-FRP reinforced concrete beams // Engineering Structures. 2017. Vol. 131. Pp. 231–242. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.11.007

81. Benmokrane B., Brown V.L., Mohamed K., Nanni A., Rossini M., Shield C. Creep-rupture limit for GFRP bars subjected to sustained loads // Journal of Composites for Construction. 2019. Vol. 23. Issue 6. P. 06019001. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000971

82. BubbleDeck® System. [Electronic resource]. URL: http://www.bubbledeck-uk.com/ (date of access: 07.05.2020).

83. C. E. Bakis, L. C. Bank, V. L. Brown, E. Cosenza, J. F. Davalos and J. J. Lesko, et al. Fiber-reinforced polymer composites for construction: State-of-the art review. ASCE Journal of Composites for Construction 6 (2): 73–87 (2002).

84. Cobiax® System. [Electronic resource]. URL: https://www.cobiax.com/intl/technologie/ (date of access: 09.05.2020).

85. D'Antino T., Pisani M.A. Long-term behavior of GFRP reinforcing bars // Composite Structures. 2019. Vol. 227. P. 111283. DOI: 10.1016/j.compstruct.2019.111283

86. El-Gamal S., AbdulRahman B., Benmokrane B. Деформационные свойства бетонных балок с различными типами стержней АСК // CICE 2010. 5-я Международная конференция о АКП композитах в области гражданского строительства. 27-29 сентября, 2010. – Пекин, Китай.

87. El-Nemr A., Ahmed E.A., El-Safty A., Benmokrane B. Evaluation of the fl exural strength and serviceability of concrete beams reinforced with diff erent types of GFRP bars // Engineering Structures. 2018. Vol. 173. Pp. 606–619. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.06.089

88. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings

89. Fardis M.N., Khalili H. Concrete encased in fiberglass – reinforced plastics // ACI Jour-nal, PROCEEDINGS. – 1981. - Vol. 78. No 6. – P. 440-446. 142.

90. Feizbahr M., Jayaprakash J., Jamshidi M., Keong C.K. Review on various types and failures of fibre-reinforcement polymer // Middle-East Journal of Scientifi c Research. 2013. Vol. 13. Issue 10. Pp. 1312–1318. DOI: 10.5829/idosi.mejsr.2013.13.10.1180

91. FRP for construction in Japan Professor, Division of Built Environment, Hokkaido Uni-versity, JAPAN 060-8628, http://www.jsce.or.jp/committee/concrete/newsletter/newsletter02/newsletter02f/5-Mongolia%20(Ueda).pdf

92. Gandhi, P. Is GFRP Rebar a Potential Replacement for Steel Reinforcement in Concrete Structures? / P. Gandhi, D.M. Pukazhendhi, S. Vishnuvardhan, M. Saravanan, G. Raghava. // Advances in Structural Engineering. Springer, New Delhi. – DOI: 10.1007/978-81-322-2187-6_157.

93. Gross S., Yost J., Kevgas G. Time-dependent behavior of normal and high strength concrete beams reinforced with GFRP bars under sustained loads // High Performance Materials in Bridges. 2003. DOI: 10.1061/40691(2003)40

94. H. Fukuyama. FRP composites in Japan. Concrete International 21 (10): 29–32 (1999). 8.

95. J. Plecnik and S. H. Ahmad. Transfer of composite technology to design and construction of bridges. Final report to US DOT, contract no. DTRS 5683-C000043 (1988).

96. Ju M., Park Y., Park C. Cracking control comparison in the specifi cations of serviceability in cracking for FRP reinforced concrete beams // Composite Structures. 2017. Vol. 182. Pp. 674–685. DOI: 10.1016/j. compstruct.2017.09.016

97. Kim S., Kim S. Flexural behavior of concrete beams with steel bar and FRP reinforcement // Journal of Asian Architecture and Building Engineering. 2019. Vol. 18. Issue 2. Pp. 89–97. DOI: 10.1080/13467581.2019.1596814

98. L. C. Bank. Composites for construction: Structural design with FRP materials. New York: John Wiley & Sons (2006).

99. L. R. Taerwe and S. Matthys. FRP for concrete construction. Concrete International 21 (10): 33–36 (1999).

100. Lapko A., Urbański M. Experimental and theoretical analysis of deflections of concrete beams reinforced with basalt rebar // Archives of Civil and Mechanical Engineering. 2015. Vol. 15. Issue 1. Pp. 223–230. DOI: 10.1016/j.acme.2014.03.008

101. Lapko A., Urbański M. Experimental and theoretical analysis of deflections of concrete beams reinforced with basalt rebar // Archives of Civil and Mechanical Engineering. 2015. Vol. 15. No. 1. Pp. 223–230. DOI: 10.1016/j.acme.2014.03.008 29.

102. Lau D, Pam HJ. Experimental study of hybrid FRP reinforced concrete beams. Eng Struct 2010;32(12):3857–65.

103. Leung HY, Balendran RV. Flexural behaviour of concrete beams internally reinforced with GFRP rods and steel rebars. Struct Surv 2003;21(4):146–57.

104. Mariko, O. Experimental analysis and flexural behavior of reinforced-concrete beams reinforced with Glass-fiber-reinforced polymers / O. Mariko // Magazine of civil engineering. – 2010. – № 4. – P. 5–12.

105. Miàs C., Torres L., Guadagnini M., Turon A. Short and long-term cracking behaviour of GFRP reinforced concrete beams // Composites Part B: Engineering. 2015. Vol. 77. Pp. 223–231. DOI: 10.1016/j. compositesb.2015.03.024

106. Mirsayapov I., Antakov I., Antakov A. Improving methods of strength design of normal sections of fl exural concrete members reinforced with fi ber-reinforced polymer bars // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 890. P. 012057. DOI: 10.1088/1757-899X/890/1/012057

107. Mohammed R.S., Zhou F. Numerical investigation of the behavior of reinforced concrete beam reinforced with FRP bars // Civil Engineering Journal. 2019. Vol. 5. Issue 11. Pp. 2296–2308. DOI: 10.28991/cej-2019-03091412

108. Nanni A, De Lorenzis L. Shear strengthening of RC beams with near surface mounted FRP rods. ACI Struct J 2000;98(1):60–8.

109. Ng P.L., Barros J.A.O., Kaklauskas G., Lam J.Y.K. Deformation analysis of fibre-reinforced polymer reinforced concrete beams by tension-stiff ening approach // Composite Structures. 2020. Vol. 234. P. 111664. DOI: 10.1016/j.compstruct.2019.111664

110. Pan M.X., Xu X.S. Study on crack development of concrete beams in bending rei nforced with FRP bars // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2017. Vol. 61. P. 012037. DOI: 10.1088/1755- 1315/61/1/01203

111. Pawłowskia D., Szumigała M. Flexural behaviour of full-scale basalt FRP RC beams — experimental and numerical studies // 7th Scientific-Technical Conference Material Problems in Civil Engineering (MATBUD'2015). Procedia Engineering. 2015. Vol. 108. Pp. 518–525. DOI: 10.1016/j.proeng.2015.06.114

112. Peng F., Xue W. Design approach for flexural capacity of concrete T-beams with bonded prestressed and non-prestressed FRP reinforcements // Composite Structures. 2018. Vol. 204. Pp. 333–341. DOI: 10.1016/j.compstruct.2018.07.091

113. Qu Wenjun, Zhang Xiaoliang, Haiqun H. Flexural behavior of concrete beams reinforced with hybrid ''GFRP and steel'' bars. J Compos Constr 2009;13(5):350–90.

114. Ruan X.J., Lu C.H., Xu K., Xuan G.Y., Ni M.Z. Flexural behavior and serviceability of concrete beams hybrid-reinforced with GFRP bars and steel bars // Composite Structures. 2020. Vol. 235. P. 111772. DOI: 10.1016/j.compstruct.2019.111772

115. S. Ahmad. Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction—A review. Cement and Concrete Composites 25:459–471 (2003).

116. Silarbi A, Ferrier E, Hamelin P. Flexural behaviour of MRBC beams (multireinforcing bars concrete beams), promoting the use of FRHPC. Compos Struct 2006;74(2):163–74.

117. Storozhenko, L.I., Gasii, G.M. Experimental research of strain-stress state of ferrocement slabs of composite reinforced concrete structure elements // Metallurgical and Mining Industry, 2014, 6(6), pp. 40–42.

118. Sun Y., Liu Y., Wu T., Liu X., Lu H. Numerical analysis on fl exural behavior of steel fi ber-reinforced LWAC beams reinforced with GFRP bars // Applied Sciences. 2019. Vol. 9. Issue 23. P. 5128. DOI: 10.3390/ app9235128

119. Sharaky, I.A. Flexural response of SF concrete beams internally reinforced with different types of FRP bars / I.A. Sharaky, H. K. Shehab Eldin, Mohamed M. Shehata, Heba A. Mohamed // Građevinar. – 2020. – Part 12. – P. 1117–1130.

120. Tan KH. Behaviour of hybrid FRP-steel reinforced concrete beams. In: Institute JC, editor. Proc 3rd int symp on non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures (FRPRCS-3). Sapporo; 1997. p. 487–94.

121. Urbanski M., Lapko A., Garbacz A. Investigation on concrete beams reinforced with basalt rebars as an eff ective alternative of conventional R/C structures // Procedia Engineering. 2013. Vol. 57. Pp. 1183–1191. DOI: 10.1016/j.proeng.2013.04.149

122. Urbanski M., Lapko A., Garbacz A. Investigation on concrete beams reinforced with basalt rebars as an effective alternative of conventional R/C structures // Procedia Engineering. 2013. Vol. 57. Pp. 1183–1191. DOI: 10.1016/j.proeng.2013.04.149 28.

123. Waleed A. Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced With Hybrid FRP Bars and HRB Bars / A. Waleed, Z.Z. Zhang, X.J. Ruan // IOSR Journal of Engineering. – 2019. – P. 25–33.

124. Willam K. J., Warnke E. D. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete // International Association for Bridge and Structural Engineering. 1974. № 19. P. 174–204.

125. Wu Z, Li W, Sakuma N. Innovative externally bonded FRP/concrete hybrid flexural members. Compos Struct 2006;72(3):289–300.

Основное содержание диссертации изложено в следующих изданиях:

Статьи в изданиях, рекомендуемых ВАК Российской Федерации и ВАК при Президенте Республики Таджикистан.

[1-А] Шарифов А.Х. Результаты экспериментальных исследований облегченных монолитных плит перекрытий с комбинированным армированием / Ю.А. Иващенко, А.Х. Шарифов // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2020. – Т. 20, № 3. – С. 14–21. DOI: 10.14529/build200302

[2-А] Шарифов А.Х. Экспериментальные исследования прочности, жесткости и трещиностойкости облегченных плит с комбинированным армированием / А.Х. Шарифов, Ю.А. Ивашенко, А.Дж. Рахмонзода // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2021. – Т. 21, № 4. – С. 5–15. DOI: 10.14529/build210401

[3-А] Шарифов А.Х. Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния облегченных изгибаемых плит с комбинированным армированием (ОПКА) / А.Х. Шарифов, Ю.А. Ивашенко, А.Д. Рахмонзода, И.С. Дербенцов, С.И. Рахимов // Политехнический вестник. Серия «Инженерные исследования». – 2022. - № 2(58) 2022. С. 164-170.

[4-А] Шарифов А.Х. Методика расчета облегченных изгибаемых плит с комбинированным армированием (ОПКА) по прочности, жесткости и трещиностойкости / А.Х. Шарифов // Политехнический вестник. Серия «Инженерные исследования». – 2022. - № 4(60) 2022. С. 132-139.

В других изданиях

[5-А] Sharifov A.Kh. Experimental Studies of Lightweight Slabs with Combined Reinforcement / Abubakr Sharifov, Yuliy Ivashenko, Ahmadjon

Rakhmonzoda, Ilkhom Yatimov, Azamjon Mahmudov // AIP Conference Proceedings 2632, 020011 (2022); https://doi.org/10.1063/5.0099007

[6-А] Шарифов А.Х. Анализ результатов исследований облегченных плит с комбинированным армированием / А.Х. Шарифов, Ю.А. Иващенко, А.Дж. Рахмонзода // Материалы международной научно-практической конференции “Технические науки и инженерное образование для устойчивого развития” – часть 2 // Таджикский технический университет имени акад. М.С. Осими. Душанбе. - 2021. С. 157–165

[7-А] Шарифов А.Х. Анализ экспериментальных данных облегченных железобетонных плит с комбинированным армированием / А.Х. Шарифов // Строительный вестник Тюменской области, журнал «Архитектура, строительство, транспорт», 2022. № 4 (102). С. 36–45

[8-А] Шарифов А.Х. Облегченная железобетонная плита с комбинированным армированием / А.Х. Шарифов, Ю.А. Иващенко, А. Дж. Рахмонзода // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 163–173.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

«УТВЕРЖДАЮ»
Первый проректор, проректор по учебной работе Таджикского технического университета имени академика М. С. Осими
_____ д.т.н. Махмадизода М.М.
« 20 » 02 2023г.

Акт
о внедрении результатов диссертационной работы Шарифов А.Х.
в учебный процесс Таджикского технического университета
имени академика М.С. Осими

Комиссия в составе: председателя комиссии д.т.н. доцента Фохакова А.С., членов комиссии к.т.н. Бозорова Ш.А. и заведующего кафедрой «Промышленное и гражданское строительство» к.т.н. доцента Акрамов А.А. настоящим подтверждаем, что результаты научного исследования Шарифов А.Х. на тему «Комбинированные железобетонные изгибаемые элементы», используются в учебном процессе на факультете строительства и архитектуры Таджикского технического университета имени академика М.С. Осими.

Предложенные в диссертационной работе экспериментальные данные о зависимости следующих характеристик: трещиностойкость, деформативность по прогибам, деформативность по сечениям в пролете, ширина раскрытия трещин, процесс и схемы развития трещин, компьютерное моделирование для расчета облегченных изгибаемых плит с комбинированным армированием (ОПКА) в виде трехмерной модели в нелинейной постановке включая стадию разрушения, методика расчета ОПКА по прочности, жесткости и трещиностойкости представляет практический интерес для инвесторов и заказчиков при проектировании каркасно-монолитных и сборно-монолитных плит и панелей;

Основные положения и результаты диссертации включены в следующие дисциплины: «Промышленное и гражданское строительство», «Основания, фундаменты и подземные сооружения», «Материалы, технология и организация строительства» и «Экономика и управление на строительстве». Изучение указанных результатов позволяет повысить качество изучения вышеуказанных дисциплин с учетом современных научных и практических требований.

ПРЕДСЕДАТЕЛЬ КОМИССИИ:
Начальник управления учебной работы _____ Фохаков А.С.

ЧЛЕНЫ КОМИССИИ:
Начальник управления науки и инновации _____ Бозоров Ш.А.

Заведующий кафедрой «ПГС» _____ Акрамов А.А.

ҶУМҲУРИИ ТОҶИКИСТОН

ҶДММ «Терай 21»

РЕСПУБЛИКА ТАДЖИКИСТАН

ООО «Терай 21»

ш.Душанбе, н.Сино, х. Р. Набиев-218 тел. 918 21 54 56 ш. Душанбе, ФҶСП «Спитамен Бонк»
С/Ҳ 20202972580800000513, С/К 20402972418081, МФО 350101808, РМА 040043266

№ 0/18 «23» 01 соли 2023

Проректору по научной работе
Южно-Уральского государст-
венного университета
д.т.н, доцент, Коржов А.В.

Акт о внедрении

Сообщаем, что результаты исследования аспиранта кафедры «Строительные конструкции и сооружения» Южно-Уральского государственного университета, Шарифова Абубакра Хайдаровича были изучены конструкторами ООО «Терай 21» и внедрены для проектирования и строительства облегченных плит перекрытий с комбинированным армированием для малоэтажных жилых зданий в г. Душанбе

Директор ООО «Терай 21» Зарипов СС.

Общество с ограниченной ответственностью

«Специальные Композиционные Материалы»

г. Челябинск, ул. Валдайская 4-П, офис 201, тел. (351) 222-01-35

Исх. № 89
от «03» апреля 2023 года

Проректору по научной работе
Южно-Уральского
государственного университета
д.т.н, доцент, Коржов А.В.

Акт о внедрении

Сообщаем, что результаты исследования аспиранта кафедры «Строительные конструкции и сооружения» Южно-Уральского государственного университета, Шарифова Абубакра Хайдаровича были использованы при производстве комбинированных арболитовых конструкций в г. Челябинске.

Управляющий ООО «СКМ» А.С. Королев