

**Государственное образовательное учреждение
высшего образования
«Владимирский государственный университет имени
Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых»**

На правах рукописи

Эззи Хишам

**СОВМЕСТНАЯ РАБОТА СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ СТРОПИЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ С ПЛИТАМИ ПОКРЫТИЯ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

**Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции,
здания и сооружения**

**Диссертация
на соискание ученой степени кандидата технических наук**

**Научный руководитель -
доктор технических наук, профессор
Рощина С.И.**

Владимир 2016

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ.....	11
1.1. Конструктивные решения несущих и ограждающих конструкций покрытия промышленных зданий.....	11
1.2. Обзор методов расчета стропильных конструкций с учетом совместной работы с плитами покрытия.....	24
1.3. Напряженно-деформированное состояние стыковых соединений	28
1.4. Выводы по главе 1.....	30
ГЛАВА 2. РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СБОРНО-МОНОЛИТНОЙ СТРОПИЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ С УЧЕТОМ ЕЕ СОВМЕСТНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ С ПЛИТАМИ ПОКРЫТИЯ.....	31
2.1. Описание сборно-монолитной стропильной конструкции и ее сопряжение с плитами покрытия	31
2.2. Метод расчета совместного деформирования сборно-монолитной стропильной конструкции с плитами покрытия	33
2.3. Критерий прочности контактной зоны монолитной части стропильной конструкции с торцевыми ребрами плит.....	44
2.4. Определения жесткостей сборно-монолитной стропильной конструкции при неупругой работе материалов	48
2.5. Влияние податливости опор на работу ребристых плит	50
2.6. Расчетно-теоретические исследования влияния жесткости опор на работу ребристых плит покрытия	54
2.7. Вычислительное исследование поведения железобетонных плит при совместном деформировании с ригелем	60
2.8. Выводы по главе 2.....	65

ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОВМЕСТНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ СТРОПИЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ С ПЛИТАМИ ПОКРЫТИЯ	66
3.1. Цели и задачи экспериментальных исследований.....	66
3.2. Описание исходных материалов, размеров и конструкций модели жесткого соединения плит покрытия с верхним поясом стропильной рамы.....	66
3.3. Методика проведения эксперимента.....	80
3.4. Экспериментальные исследования деформаций железобетонных плит и приведенного верхнего пояса стропильной рамы тензометрическим методом.....	84
3.5. Выводы по главе 3.....	94
ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННЫЙ РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕБРИСТЫХ ПЛИТ С УЧЕТОМ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ С РИГЕЛЕМ В СРАВНЕНИИ С ДАННЫМИ ЭКСПЕРИМЕНТА	95
4.1. Сопоставление результатов математического расчета железобетонной ребристой плиты при совместном деформировании с ригелем с данными экспериментальных исследований.....	95
4.2. Расчет железобетонных ребристых плит покрытия с учетом взаимодействия с ригелем в SCAD Office 11.5 в сравнении с данными эксперимента.....	98
4.3. Выводы по главе 4	105
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	106
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	108
ПРИЛОЖЕНИЕ 1	125
ПРИЛОЖЕНИЕ 2.....	132
ПРИЛОЖЕНИЕ 3.....	135

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертации

В одноэтажных производственных зданиях стоимость покрытия составляет 40-55% от общей стоимости зданий [98]. Поэтому исследование, разработка и применение новых конструктивных форм железобетонных стропильных конструкций, позволяющих снизить материалоемкость и уменьшить монтажный вес конструкций, являются главными задачами в области совершенствования существующих типовых решений.

Одноэтажные производственные здания каркасного типа возводятся для многих отраслей промышленности (металлургической, машиностроительной, легкой и других). Часто они оборудуются мостовыми или подвесными кранами, имеют большую длину и могут быть однопролетными или многопролетными. Типовые пролеты для железобетонных зданий 12, 18, 24, 30м; шаг колонны в продольном направлении 6 или 12, в некоторых случаях 18м [38, 51, 97, 98,100]. Объемно-планировочное решение таких зданий должно обеспечивать свободную расстановку технологического оборудования, свободу передвижения и работу мостовых кранов, возможность модернизации производства или технического перевооружения. При этом важно, чтобы конструктивные решения таких зданий были оптимальными и обеспечивали прочность, жесткость и устойчивость их при всех нагрузках и воздействиях, не допуская излишних затрат.

Существующие конструкции имеют определенные недостатки. В частности, фермы имеют большую высоту; при пролетах 24м высота покрытия в середине составляет 3.75м [28,109]. Плиты соединяются с ригелем шарнирно. Такое соединение не обеспечивает совместности работы этих конструкций: плиты не вовлекаются в работу ригеля, а служат только нагрузкой. Работают плиты по балочной схеме – как однопролетные балки с шарнирными опорами по концам. В середине пролета в них возникает большой изгибающий момент. По нему подбирается продольная рабочая арматура плиты и, поскольку эта арматура предварительно напряженная, ее сечение по длине не меняется. Получается, что

арматура используется полностью только в средней части пролета – в зоне наибольших моментов, а за пределами этой зоны плита оказывается переармированной.

Кроме того, недостаточное внимание к настоящему моменту, было уделено изучению влияния формы стропильной конструкции и положения плит в составе диска покрытия на напряжённо-деформированное состояние стропильной конструкции, совместную работу с плитами покрытия и на общую полезную высоту производственного здания.

В соответствии с этим представляется актуальной следующая задача – проведение экспериментально-теоретических исследований для внедрения в практику строительства высокоэффективной стропильной конструкции, позволяющей с помощью монолитного бетона включить в работу верхнего пояса торцевые ребра и часть полки плит покрытия.

Степень разработанности темы диссертации

Исследования совместной работы стропильных конструкций с плитами покрытия выполнили: В.Н. Байков, Б.Н. Баканов, А.И. Бедов, В.С. Бартенев, В.А. Клевцов, А.К. Фролов, С.В. Горбатов, В.А. Чистяков, В.Н. Берёзов, А.В. Сильверстов, В.М. Бондаренко, А.Я. Глушанков, А.Г. Тамразян, Н.В. Ключева, В.И. Колчунов, Е.В. Осовских, В.С. Федоров, Л.Р. Маилян, Dilger W.H., Kumar Sh., Liu Y., Neville A.M., Obla K.H., Torrenti J.-M. и др. В настоящее время степень разработанности проблемы, изложенной в диссертации, оказалась недостаточной в связи с необходимостью внедрения в практику строительства новых более эффективных форм и конструктивных решений стропильных конструкций по сравнению с типовыми решениями. Разработка и внедрение новых форм стропильных конструкций [146] требует обеспечение методами научного исследования.

Цель и задачи

Цель диссертационной работы – исследование совместной работы сборно-монолитной стропильной конструкции новой формы со сборными ребристыми плитами покрытия, с учетом их работы по неразрезной схеме.

Задачи диссертационной работы:

1. Разработка расчетной модели деформативности новой формы сборно-монолитной стропильной конструкции с учетом взаимодействия с ребристыми плитами покрытия;
2. Получение экспериментальных данных о характере деформирования и разрушения модели диска покрытия в результате совместной работы его элементов;
3. Разработка расчетной методики для определения деформативности сборно-монолитной стропильной конструкции новой формы с использованием плоских деформационных континуально стержневых моделей составной балки;
4. Разработка расчетной модели сопротивления зоны контакта монолитного бетона стропильной конструкции с плитами покрытия при их совместном деформировании;
5. Числительное исследование совместности деформирования стропильной конструкции с плитами покрытия в сравнении с данными эксперимента;
6. Разработка рекомендаций по проектированию сборно-монолитных стропильных конструкций с учетом их взаимодействия с плитами покрытия.

Научная новизна работы заключается в следующем:

1. Разработана расчетная модель деформативности новой формы сборно-монолитной стропильной конструкции для обеспечения более эффективной совместной работы с плитами покрытия по сравнению с типовыми и существующими решениями;
2. Получены экспериментальные данные о характере деформирования и разрушения модели диска покрытия в результате вовлечения торцевых ребер и полки плит в работу сборно-монолитной стропильной конструкции;
3. Разработана расчетная методика для определения деформативности сборно-монолитной стропильной конструкции новой формы с использованием плоских деформационных континуально стержневых моделей составной балки;

4. Разработана расчетная модель сопротивления зоны контакта монолитного бетона стропильной конструкции с плитами покрытия при их совместном деформировании с использованием теории составных стержней;

5. Получены результаты численных исследований совместности деформирования стропильной конструкции с учетом их взаимодействия с плитами покрытия.

Теоретическая и практическая значимость работы следующая:

1. На основе теоретических и численных исследований систематизированы данные о внедрении высокоэффективной сборно-монолитной стропильной конструкции, что может быть использовано в нормативных документах.

2. На основе проведенных экспериментальных исследований определена методика оценки разгружающего эффекта в стропильной конструкции в результате совместного деформирования с плитами покрытия.

3. Разработаны рекомендации по проектированию сборно-монолитных стропильных конструкций с жестким соединением с плитами покрытия.

Методология и методы диссертационного исследования

В диссертационной работе все экспериментальные исследования выполнены в лаборатории кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения» ВлГУ.

Относительные деформации определены тензометрическим методом с использованием «многоканального измерительного комплекса TDS530». Измерение углов поворота, горизонтальных и вертикальных перемещений выполнено с использованием «прогибомера 6-ПАО». Автоматизированная обработка полученных результатов была осуществлена с применением программного пакета «Microsoft office Excel». Теоретические Расчеты элементов стропильной конструкции и плиты покрытия проводились в соответствии с СП 63.13330.2012 и СП 20.13330.2011. Численные расчеты выполнены с помощью лицензированного программного комплекса «SCAD office 11».

Положения, выносимые на защиту, следующие:

1. Методика испытаний и новые экспериментальные данные о деформировании и разрушении модели диска покрытия в результате вовлечения торцевых ребер и полки плит в работу сборно-монолитной стропильной конструкции;

2. Расчетная методика для определения деформативности сборно-монолитной стропильной конструкции новой формы с использованием плоских деформационных континуально стержневых моделей составной балки;

3. Результаты численных исследований совместности деформирования стропильной конструкции с учетом их взаимодействия с плитами покрытия.

Степень достоверности результатов оценена с помощью современных математических методов обработки экспериментов и обусловливается удовлетворительной сходимостью результатов расчетов и экспериментальных измерений. Для выполнения экспериментов были использованы общепринятые методики, сертифицированное оборудование и приборы. Результаты исследования воспроизводимы при многократных измерениях. Расчетные данные основываются и не противоречат базовым теориям железобетона. Кроме того результаты проверялись путем сравнения с решениями аналогичных задач, опубликованных в российских и зарубежных источниках.

Апробация работы

Основные положения диссертационной работы докладывались на международных и российских научно-технических конференциях:

- «Строительная наука-2013», Международная конференция, Владимир, ВлГУ, 2013 г.

- «Бетон и железобетон-взгляд в будущее», III Всероссийская (II международная) конференция, Москва, РАН, МГСУ, 2014 г.

- «Строительство-2014» Современные проблемы промышленного и гражданского строительства», Международная конференция, Ростов-на-Дону, РГСУ, 2014г.

- «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкций», Всероссийская конференция, Чебоксары, Чувашский

государственный университет имени И.Н. Ульянова, 2014г.

- «Новые химические технологии, защитные и специальные покрытия: производство и применение», Всероссийская научно-техническая конференция, Пенза, ПГУ, 2015 г.

- «Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения», Международные академические чтения, Курск, КГУ, РААСН, 2015 г.

Область исследования соответствует требованиям паспорта научной специальности ВАК 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, а именно:

п.1 «Обоснование, исследование и разработка новых типов несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений»;

п.2 «обоснование, разработка и оптимизация объемно-планировочных и конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, экономической и конструкционной безопасности на основе математического моделирования с использованием автоматизированных средств исследований и проектирования»;

п.3 «Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых, восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности».

Реализация результатов работы

Теоретические и экспериментальные результаты диссертационной работы использованы при проектировании и расчете новых форм сборно-монолитных покрытий, при разработке проектов и усиления железобетонных стропильных конструкций, разрабатываемых ООО «ТЭЗиСПроект» (г. Владимир), а также в учебном процессе Владимирского государственного университета.

Публикации

По результатам исследований опубликовано 13 работ, в том числе 5 в изданиях по перечню ВАК, получен патент на полезную модель № 147222.

Структура и объем диссертации

Диссертационная работа включает в себя: введение, 4 главы, заключение, список литературы (153 наименований, в том числе 6 на иностранных языках), 74 рисунка, 11 таблиц, 76 формул. Основной текст изложен на 124 страницах. Количество приложений – 3 на 13 страницах.

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1. Конструктивные решения несущих и ограждающих конструкций покрытия промышленных зданий

Покрытия одноэтажных производственных зданий выполняют из пространственных тонкостенных оболочек или линейных элементов.

Плоские покрытия одноэтажных промышленных и сельскохозяйственных зданий компонуют по прогонной или беспрогонной системе (Рисунок 1.1).

В варианте прогонной системы на главные балки опираются прогоны, по которым укладываются плиты покрытия (Рисунок 1.1, б). В беспрогонной системе плиты покрытия пролетом 6 или 12 м опираются на стропильные конструкции или на несущие стены здания (Рисунок 1.1 а).

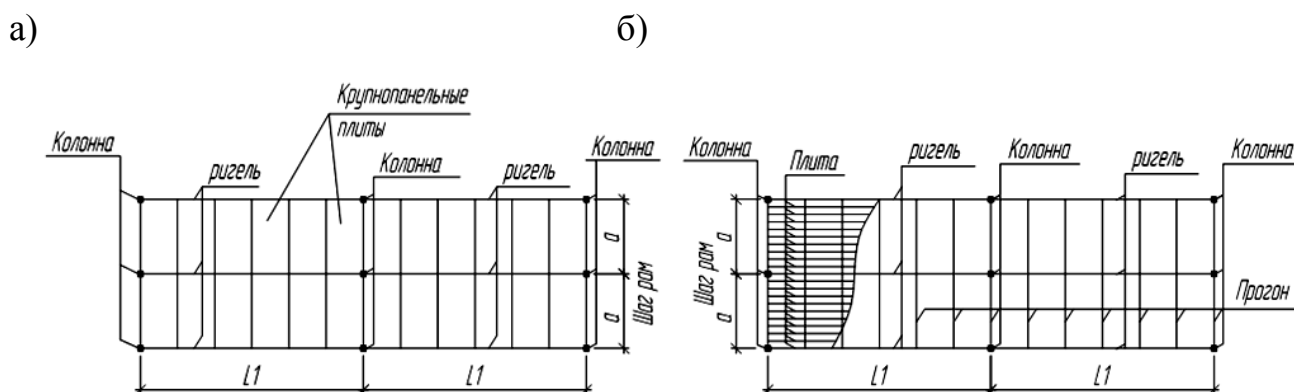


Рисунок 1.1 - Системы покрытий: а) беспрогонное; б) с прогонами

В качестве прогонов возможно применить железобетонные сборные или металлические балки, которые упираются на стропильные конструкции с шагом 1,5 - 3 м. В связи с тем, что прогонная система малоиндустриальна, она не применяется в настоящее время.

Пространственные покрытия различных видов зданий, в том числе промышленных, выполняют из оболочки нулевой кривизны, положительной и отрицательной кривизны, свод-оболочки, оболочки КЖС, складок, сводов и куполов. Оболочки, выполняемые из монолитного и сборного железобетона, применяют в покрытиях большепролетных общественных зданий [10, 17, 21, 29].

На первоначальном этапе были изготовлены сборные заводские ребристые плиты П-образного профиля размером 1,5х 6м. Были проведены многочисленные исследования по применению оптимального состава заполнителей бетона в связи с тем, что применяемый бетон был по прочности не более 25МПа. Армирование плит производилось высокопрочной проволокой класса В500 и арматурой класса А-400 [88]. Плиты изготавливались без предварительного напряжения и предварительно напряжёнными [9,15,20,78].

В настоящее время в покрытиях применяют ребристые железобетонные плиты пролетами 6 и 12 м при ширине 1,5 и 3 м и плиты комплексной конструкции пролетом 6м и шириной 1,5 м.

Плиты пролетом 6 м могут быть без предварительного напряжения, в то время как плиты пролетом 12 м изготавливают только предварительно напряженными.

Типовая ребристая плита с размером в плане 6х1,5 м имеет два несущих ребра, торцевые и поперечные ребра. Верхняя полка 30 мм. Высота продольного ребра 300 мм, высота поперечного ребра 140 мм. Основные несущие элементы, продольные ребра и поперечные ребра плит армируют сварными каркасами. Чтобы улучшить крепления плиты к несущей конструкции покрытия и анкеровку рабочей арматуры, по концам продольных ребер привариваются коротыши металлических уголков к продольной рабочей арматуре по краям продольных ребер. Полку плиты армируют сварной сеткой.

Конструкция плиты 6х3 м аналогична. Эти плиты имеют большее количество поперечных ребер и толщина полки составляет 25 мм. Продольные ребра плит приваривают к закладным деталям стропильных конструкций. При наличии необходимой транспортной техники и грузоподъемных средств размеры плит целесообразно укрупнять, в целях уменьшения объема монтажных работ и ускорения их производства. Швы между плитами заполняют раствором.

В настоящее время широкое применение нашли ребристые плиты размерами 3х12 м (Рисунок 1.2) с предварительно напряженной арматурой в продольных ребрах.

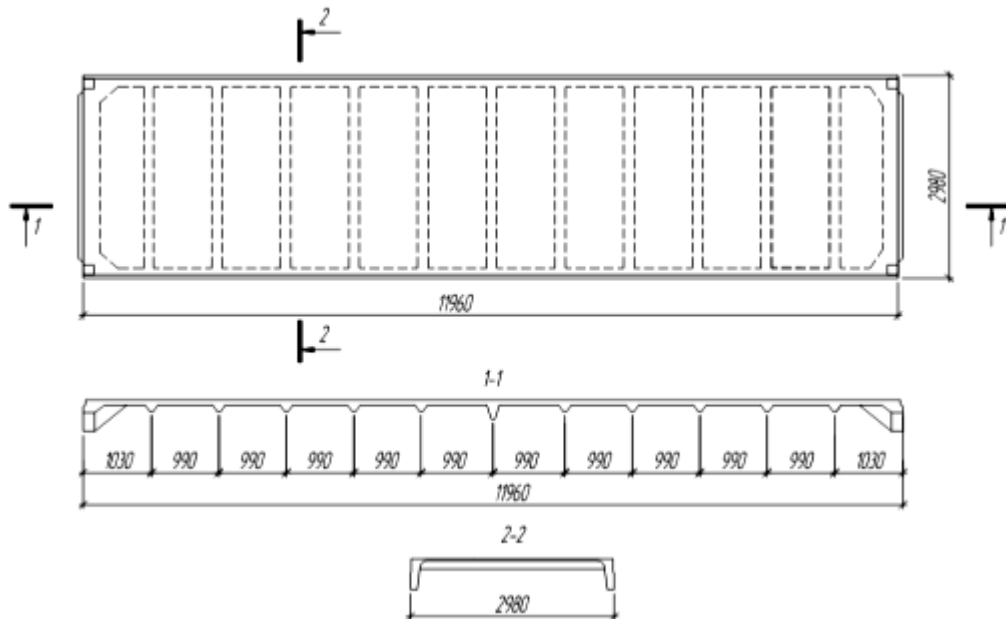


Рисунок 1.2 – Железобетонная ребристая плита покрытия размерами 3х12 м с предварительно-напряженной арматурой

Другим типом ребристых плит являются двухконсольные плиты типа «2Т» с продольными ребрами, армированными предварительно напряженной арматурой (Рисунок 1.3).

Плиты типа «2Т» изготавливают с пролетами 6, 12 и 18 м. Армирование полки плиты упрощает то, что консоли плиты типа «2Т» конструированы так, что эпюра моментов практически однозначна [99].

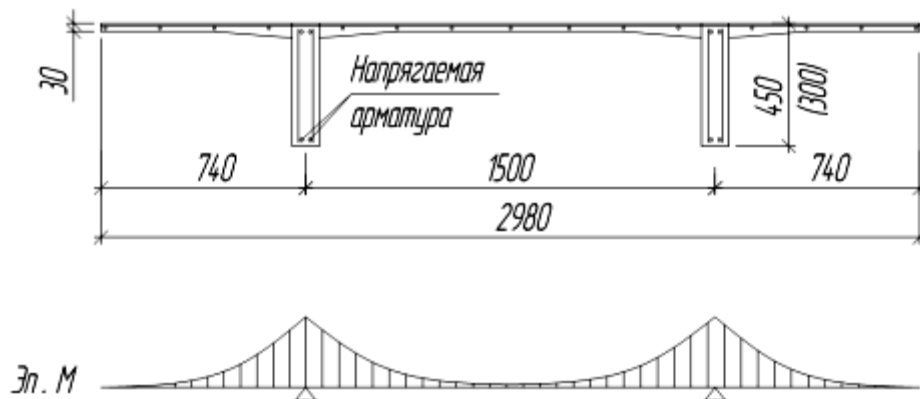


Рисунок 1.3 – Двухконсольная плита покрытия типа «2Т» размером 3х12 м с предварительно напряженной арматурой

В строительстве разработаны и имеют широкое применение большепролетные плиты с продольными ребрами переменной высоты ломаной или криволинейной верхней гранью (размерами в плане 3х18 м). А также были разработаны железобетонные плоские плиты с усиленной поперечной арматурой [112].

В частности плиты работают по балочной схеме как однопролетные балки с шарнирными опорами по концам. Они рассчитываются как изгибаемые элементы на трещиностойкость, прочность и устойчивость при действии длительных и кратковременных нагрузок [82, 89, 111,128] (Рисунок 1.4, а).

Разработаны конструктивные решения для перекрытий промышленных многоэтажных зданий под повышенные нагрузки. Одним из вариантов улучшения работы ребристых плит покрытия является обеспечение работы по неразрезной схеме [24].

Анализ таких систем проведен В.Н. Байковым [6], который рассматривает два наиболее распространенных типа многопролетных плитно-балочных систем (Рисунок 1.4):

- б) Сборно-монолитные системы;
- в, г) Сборные системы с омоноличиванием швов.

В первом типе на полки сборных ребристых плит укладывается слой монолитного бетона, а на опорах и между плитами располагаются плоские арматурные сетки. Данный тип приводит к дополнительным затратам при монтаже элементов покрытия.

Во втором типе ребристые плиты соединяются вдоль продольных ребер с помощью соединительных арматурных стержней, приваренных к арматурным выпускам плит. Пространство между плитами заполняется монолитным бетоном.

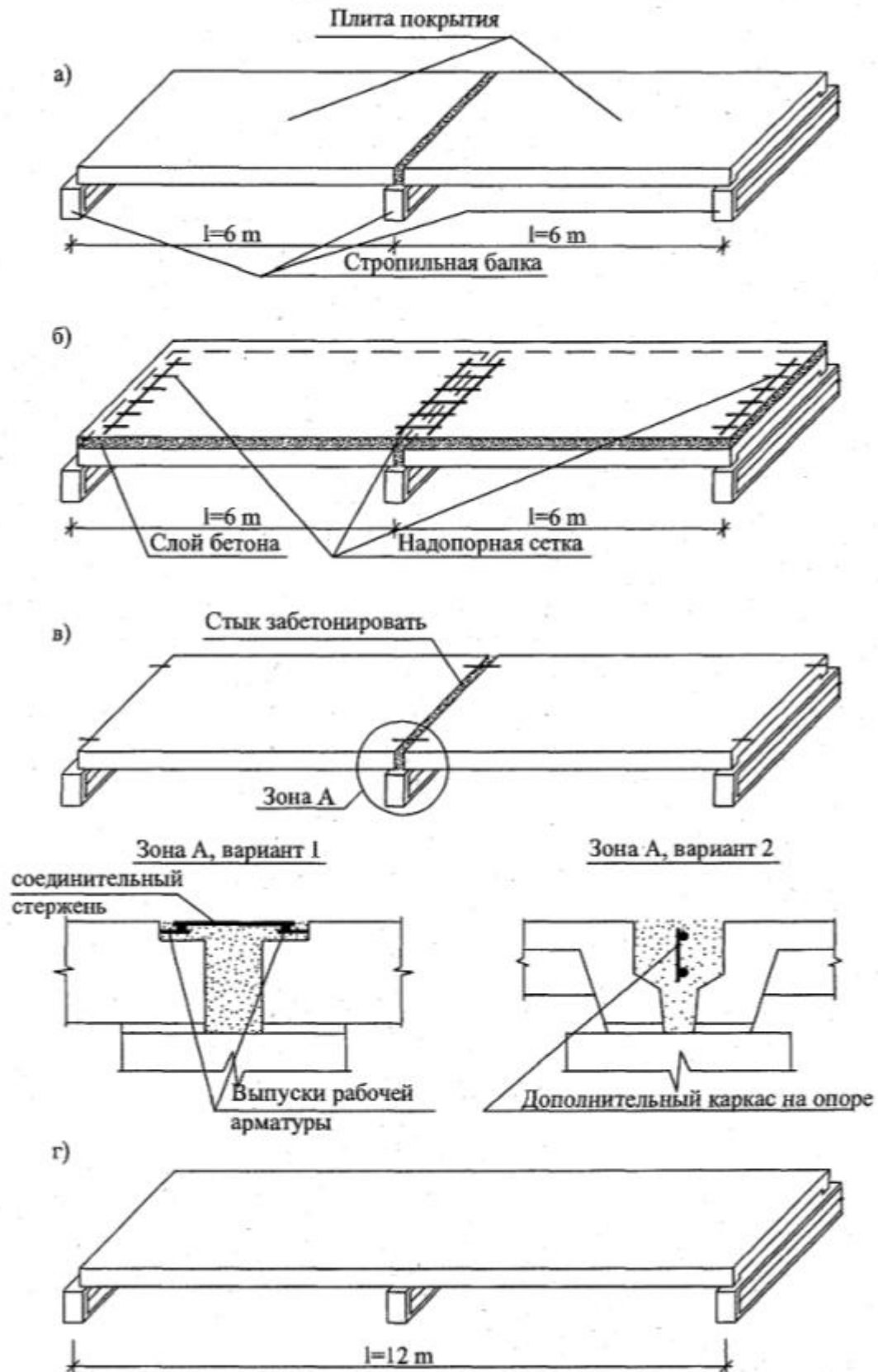


Рисунок 1.4 – Схемы работы плит покрытия: а) по разрезной схеме; б) , в) по неразрезной схеме с устройством стыков; г) по неразрезной схеме

Конструктивные решения покрытий статически неопределимых сборно-монолитных конструкций с устройством предварительно напряженных стыков изучены в работах [34,125]. В стыках конструкций при монтаже создавалось предварительное напряжение, используемое как для обеспечения работы сборных элементов по неразрезной схеме, так и для получения оптимального напряженного состояния. При этом регулирование усилий выполнялось изменением силы обжатия или изменением высоты прокладки, устанавливаемой в межплитных швах.

Преднапряженная арматура шва устанавливается в виде отдельных коротких стержней, размещенных по верху, которые соединялись с закладными деталями, приваренными к отогнутым стержням. В исследованиях [33, 34, 96] были разработаны и внедрены статически неопределимые эффективные стыкуемые железобетонные элементы с напрягаемыми швами, а также регулированием внутренних усилий при возведении зданий и сооружений. Экономия арматуры и бетона составила до 20%, снижение трудоёмкости и стоимости строительства достигло 15%. Надежность и долговечность только повысились. Выполненные научные исследования напряженно-деформированного состояния диска покрытия доказали, что плиты, работающие по неразрезной схеме, более эффективны в сравнении с плитами, рассчитанными по двух пролётной схеме.

А.М. Проценко в работе [101] был исследован вопрос учета совместного действия нормальной силы и изгибающего момента на перераспределение усилий в системе на основании применения численных методов линейного программирования. В исследовании был использован статический принцип предельного равновесия.

В работе [81] был предложен метод предельного равновесия для расчета железобетонных элементов с высокопрочной арматурой, в случаях, когда возрастание деформаций в пластических шарнирах ограничивается с возможностью корректировки метода определения предельных моментов.

С.М. Крылов и Н.А. Бородачев в работе [25], также исследовали работу плит покрытия по неразрезной схеме и вывели дополнительный коэффициент,

который учитывает перемещения, возникающие за счёт пластических свойств конструкции. Авторы реализовали расчёт с применением компьютерно-вычислительной техники.

С.М. Крылов многочисленными экспериментальными исследованиями показал, что при испытательной нагрузке большие значения кривизн возникают в участках с критическими сечениями, уменьшаясь при этом вне этих участков [81]. Автор с помощью полученных результатов описал расчётную схему в виде жестких дисков, соединенных в местах критических сечений упруго податливыми участками. То есть, чтобы определить опорный момент, из канонических уравнений метода сил умножаются только участки критических сечений. Отношение моментов для средне и слабоармированных балок рассчитывается по формуле:

$$\frac{M_{\text{оп}}}{M_{\text{пр}}} = \left(\frac{B_{\text{оп}}}{B_{\text{пр}}} \right) \cdot \left(\frac{\varphi_{\text{оп}}}{\varphi_{\text{пр}}} \right) \cdot \left(\frac{\Delta l_{\text{оп}}}{\Delta l_{\text{пр}}} \right) \quad (1.1)$$

где $B_{\text{оп}}/B_{\text{пр}}$ – отношение жесткостей податливых связей в пролете и на опоре;

$\varphi_{\text{оп}}/\varphi_{\text{пр}}$ - соотношение углов надлома жестких дисков в пролете и на опоре;

$\Delta l_{\text{оп}}/\Delta l_{\text{пр}}$ - отношение длин податливых участков.

Далее С.М. Крылов предложил подкорректировать формулу (1.1) дополнительным введением коэффициентов $\omega_{\text{оп}}, \omega_{\text{пр}}$, которые характеризуют при расчете перearмированных статически-неопределимых балок приближение фактических кривизн к расчетным:

$$\frac{M_{\text{оп}}}{M_{\text{пр}}} = \left(\frac{B_{\text{оп}}}{B_{\text{пр}}} \right) \cdot \left(\frac{\varphi_{\text{оп}}}{\varphi_{\text{пр}}} \right) \cdot \left(\frac{\Delta l_{\text{оп}}}{\Delta l_{\text{пр}}} \right) \cdot \left(\frac{\omega_{\text{оп}}}{\omega_{\text{пр}}} \right) \quad (1.2)$$

Л.Ф. Паршин в работе [96] предложил выражение для определения опорных моментов в статически неопределимых предварительно напряженных балках

$$M = M_T + k(P - P_T) \quad (1.3)$$

где M_T – момент образования трещин; P_T – нагрузка образования трещин;

k - коэффициент, который зависит от отношения кривизн и изгибающих моментов сечений над опорами и в пролетах.

В труде [49] авторы предлагают использовать метод последовательных приближений по диаграммам бетона и арматуры для определения кривизны статически неопределимых систем. Расчёт неразрезных балок осуществляется способом последовательных нагружений или способом начальных напряжений.

В [21] была установлено, что при осадке опор увеличивается деформативность и существенно уменьшается жесткость элементов. Сделан вывод о необходимости регулирования внутренних усилий статически неопределимых систем регулированием осадки опор.

В.М. Бондаренко в работе [19] предложил определять жесткость элементов с помощью интегрального модуля деформаций, который учитывает ползучесть бетона, нелинейные свойства бетона и арматуры. Расчёт был выполнен с помощью итераций.

Авторы в [4] предложили методику расчёта статически неопределимых конструкций с помощью диаграмм деформирования материалов. Выполнялись многочисленные теоретические и экспериментальные исследования по определению деформативных и прочностных характеристик конструкций, выполненных из высокопрочного бетона с учётом неупругих свойств материала.

По настоящее время продолжается совершенствование конструктивных решений железобетонных стропильных балок.

В имеющихся вариантах предварительно напряженная арматура предварительно напряженных железобетонных балок, подобрана из анализа расчетов наиболее напряженных сечений и устанавливается по всей длине балки от одного до другого торца [2, 48, 84, 117]. Как показывает практика, крайние участки балки оказываются переармированными. В РГСУ разработано новое конструктивное решение (патент на полезную модель №30372 «Железобетонная балка»). В этом решении конструкция балки со ступенчатым профилем позволяет обрывать предварительно напряженную арматуру в пролете, в отличие от типовых решений с напряженной арматурой по всей длине балки.

Данное решение существенно позволяет снизить расход дефицитной высокопрочной арматуры. Кроме того, в данном решении принято комбинированное преднапряжение, при котором высокопрочная арматура сжатой зоны предварительно сжимается, а растянутой зоны подвергается предварительному растяжению. Вследствие этого, увеличивается напряжение в арматуре сжатой зоны перед разрушением сжатого бетона до значений $R_{sc} + \sigma_{sp}$ и повышается трещиностойкость растянутой зоны.

Оценка эффективности использования арматуры может быть выполнена с помощью определения коэффициента $\eta = A_m / A_{вн}$, равного отношению площади эпюры моментов от внешних сил к площади эпюры моментов от внутренних усилий (эпюр материалов). С уменьшением коэффициента эффективность использования материалов балки снижается, в частности арматуры. В реальных балках оно меньше 1, в то время, как в идеальной балке равного сопротивления это отношение равно 1. В типовой железобетонной балке 1БС-12 коэффициент эффективности использования арматуры минимален, как и в других железобетонных балках с преднапряженной арматурой и параллельными гранями, а в рассматриваемой балке $\eta = 0,58$.

В балках с обрывами продольной преднапряженной арматуры в сжатой и растянутой зонах коэффициент $\eta = 0,8$ т.е. почти на 40% выше, чем в типовой. Значение коэффициента можно значительно увеличивать с помощью обрывов преднапряженной арматуры в пролете балок, которые имеют ступенчатый профиль.

Расход высокопрочной продольной арматуры при обрывах в сжатой и растянутой зонах, в сравнении с типовыми решениями уменьшается на 12,5%, а общий расход продольной арматуры – на 18-21 %.

Как правило, в разработанных конструктивных решениях, плиты покрытий укладываются на верхний пояс стропильных конструкций, тогда общая конструктивная высота покрытия равна сумме высот стропильной конструкции и плиты покрытия. В РГСУ предложили новую конструкцию железобетонной балки без верхней полки (патент на полезную модель № 30371 «Стропильная

железобетонная балка»), по боковым поверхностям располагаются консоли для опирания плит покрытия. По высоте консоли располагаются так, чтобы верх плит, расположенных на консоли, был в одном уровне с верхней гранью балки (Рисунок 1.5).

При указанном варианте конструктивная высота покрытия уменьшается на высоту плиты, приводит к существенному уменьшению высоты здания и соответственно строительного объема здания в целом. Верхняя часть балки принимается из условия размещения в ней сжатой арматуры. Предусмотрено использование стержневой высокопрочной предварительно сжатой арматуры больших диаметров. Указанная методика уменьшает трудоемкость при арматурных работах.

Изготовление железобетонных балок с комбинированным преднапряжением возможно осуществить отдельным предварительным сжатием арматуры сжатой зоны и растяжением арматуры растянутой зоны сечения до начала бетонирования с передачей реактивных усилий на торцевые пластины силовой формы-опалубки или упоры стенда.

Использование высокопрочной предварительно сжатой арматуры в сжатой зоне балки обеспечивает возможность принятия ширины ребра и компенсирует отсутствие полков в этой зоне, которая минимально необходима из условия размещения арматур.

Д.Р. Маилян, Р.Л. Маилян (патент России 212057) в целях уменьшения количества технологических операций, трудоемкости и металлоемкости при изготовлении конструкций с комбинированным преднапряжением была предложена методика, с помощью которой при одном общем усилии от одного домкрата, возможно одновременно создавать предварительное сжатие арматуре сжатой зоны и растяжение арматуре растянутой зоны [86, 87]. При этом одна из торцевых пластин силовой формы опалубки поворачивается вокруг эксцентрично расположенной горизонтальной оси, что вызывает перемещение нижней части пластины – в противоположенную сторону, а верха пластины в сторону арматурного каркаса балки. Это приводит к одновременному растяжению нижних

и сжатию верхних арматурных стержней, которые закреплены в торцевых пластинах стальной опалубки. Это соотношение растягивающего и сжимающего усилий, которые передаются на стержни арматуры, регулируется расположением горизонтальной оси на заданном уровне.

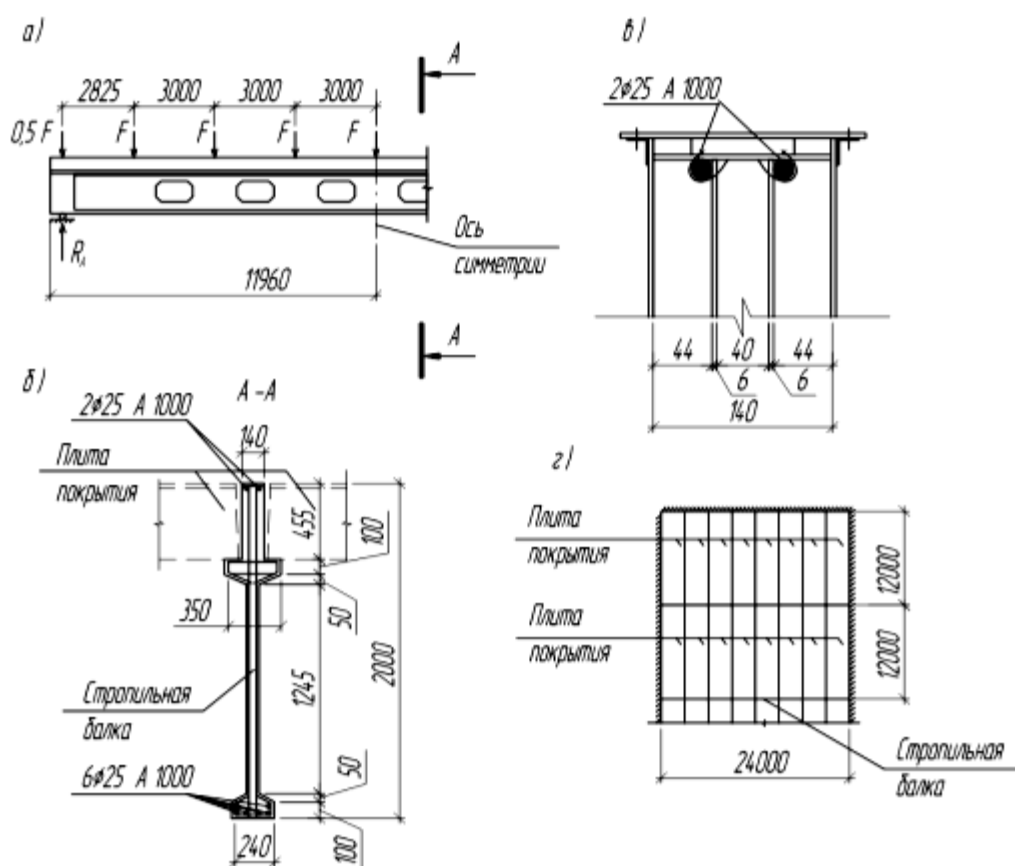


Рисунок 1.5 – Железобетонная предварительно напряженная балка с поперечными консолями: а) расчетная схема балки; б) поперечное сечение балки; в) армирование верхней сжатой зоны балки; г) схема расположения элементов покрытия

Требуемая площадь сечения поперечной арматуры в однопролетной статически определимой балке определяется из расчета на прочность по наклонному сечению. По величине изгибающего момента рассчитывают площадь продольной рабочей арматуры [5, 58]. В двухскатных балках наиболее напряженное сечение располагается на расстоянии 0,35-0,4 пролета от опоры. Кроме расчета прочности, проверяют жесткость и трещиностойкость [23, 30, 40, 71, 74, 75].

По расходу стали и бетона при пролетах до 18 м балки экономичнее ферм. При пролетах больше 18 м применяются железобетонные фермы в качестве стропильных конструкций. Нижний пояс фермы обычно армируют предварительно напряженной арматурой с целью снижения расхода стали и повышения его жесткости и трещиностойкости. При пролетах больше 30 м целесообразно применять металлические фермы [28,31].

Фермы могут иметь разнообразные формы в зависимости от очертания кровли (плоски, скатные), формы фонарей, способов изготовления, транспортирования и многих других факторов [148].

Усилия в элементах железобетонных ферм, определяют обычными методами строительной механики в предположении, что все узлы фермы имеют шарнирное соединение.

Временные и постоянные нагрузки от собственного веса покрытия и снегового покрова определяют в виде сосредоточенных сил на узлы верхнего пояса, а нагрузки от подвесного транспортного оборудования – прикладываются на узлы нижнего пояса

Обычно армирование выполняют высокопрочной предварительно растянутой арматурой. Высоту железобетонных стропильных конструкций в середине пролета берут равной $(1/6-1/10)$ пролета. Для предварительно напряженных ферм используют бетон класса В30-В50. В фермах, как показали исследования, выполненные в РГСУ (Свидетельство на полезную модель №14232 «железобетонная ферма»), особенно при параллельных поясах, сжатый пояс эффективней армировать высокопрочной предварительно сжатой арматурой (Рисунок 1.5).

Увеличение предела сжатого напряжения в арматуре сжатой зоны с помощью предварительно напряженной арматуры приводит к уменьшению расхода арматурной стали и повышению технических показателей стропильных конструкций.

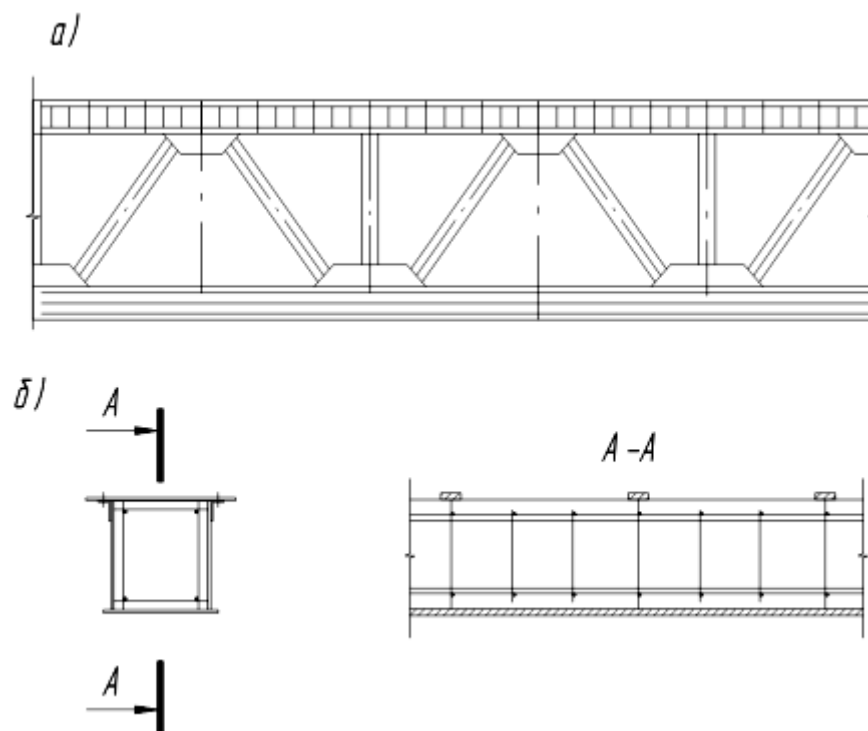


Рисунок 1.6 – Железобетонная стропильная конструкция с предварительно растянутой арматурой в нижнем поясе и с предварительно сжатой арматуры в верхнем: а) общий вид; б) поперечное сечение верхнего пояса

Предельное сжимающее напряжение в арматуре верхнего сжатого пояса стропильной конструкции составляет $R_{sc} + \sigma'_{sp}$, это приводит к снижению стали по сравнению с элементами без предварительно напряженной арматуры в $R_{sc} + \sigma'_{sp}/R_{sc}$ раз. Силы обжатия предварительно напряженной арматуры в верхнем и нижнем поясах вызывают выгиб стропильной конструкции при отпуске. Он значительно больше в верхнем поясе чем в нижнем. Данное конструктивное решение приводит к повышению прочности, жесткости и трещиностойкости нижнего растянутого пояса.

Для изготовления верхнего фермы с высокопрочной предварительно сжатой арматурой используется специальная форма-опалубка [151,152]. (Рисунок 1.6, б).

1.2. Обзор методов расчета стропильных конструкций с учетом совместной работы с плитами покрытия

Покрытие промышленных зданий представляет собой сложную пространственно деформируемую систему. Предполагается, что при действии вертикальной нагрузки отсутствует совместная работа стропильной конструкции с плитами покрытия и при этом они работают отдельно друг от друга. Продольные ребра плит покрытия соединяются с верхним поясом стропильной конструкции с помощью сварки закладных деталей, предусмотренных на верхнем поясе и на продольных ребрах плит. Образующее пространство между плитами заполняется монолитным бетоном. Таким образом, плиты покрытия и стропильная конструкция совместно воспринимают как вертикальные, так и горизонтальные воздействия [18, 32, 33, 65].

Основываясь на многочисленные экспериментальные данные [33,63], стропильная конструкция и плиты покрытия оказывают совместное влияние друг на друга, участием плит в работе стропильной конструкции. Совместная работа производится, когда межплитные швы и стыковые соединения воспринимают сдвигающие усилия, возникающие в местах соединения плит со стропильной конструкцией при их совместном деформировании под действием вертикальных нагрузок [12, 13, 14]. Эффект совместной работы соединяемых плит покрытия и стропильной конструкции зависит от жесткости стыковых соединений.

В.С. Мартемьянов, В.А. Селиванов и Н.Н. Чудновский провели многочисленные теоретические исследования по изучению совместной работы стропильных конструкций с ребристыми плитами покрытия. Авторы применили модель с равномерно-распределёнными по длине балки связями и расчетную схему при вертикальной нагрузке с учётом упруго податливых связей сдвига между плитами и балкой [90, 106, 107, 129, 130].

А. Р. Ржаницын охарактеризовал работу связей стыковых соединений коэффициентом жесткости, представляющим отношения усилия в связях к соответствующей ему деформации и определяемым по формуле [105]:

$$\xi = T_c \cdot \frac{m}{\Gamma} \quad (1.4)$$

где T_c - сдвигающее усилие, приходящееся на одну связь; m - число связей, приходящееся на единицу длины шва; Γ - деформация взаимного сдвига смежных волокон двух соседних стержней, соединенных связями сдвига.

Определение усилий сдвига, возникающих в стыках соединения плит с ригелем, осуществляется с использованием метода сил. Расчёт конструкции покрытия был выполнен с континуальными и с дискретными связями в работе [10]. При расчете модели с континуальными связями решается дифференциальное уравнение. А при расчете модели с дискретными связями решается систему алгебраических уравнений, составленных для определенных точек сопряжения продольных рёбер плит и стропильной конструкции. Полка плиты при этом не участвует в расчете.

Также для оценки параметров деформирования и разрушения контактной зоны двух стержней при разных типах сопряжений была использована теория составных стержней [73, 76, 77].

В задаче оценки эффекта совместного деформирования элементов покрытия большую роль играет применение численных методов [27,41].

Опыты доказали, что после образования трещин в продольном шве между плитами, жёсткость спаренного продольного ребра плит резко падает, и оно начинает работать как два отдельных. Теоретические, численные и экспериментальные исследования совместной работы элементов покрытия доказали, что, деформативность закладных деталей и податливость угловых частей продольных рёбер плит существенно влияет на комплексную работу плит с ригелем [70].

В работе [64] был изучен вопрос влияния горизонтальных сдвигающих усилий, возникающих в элементах покрытия при совместном деформировании на несущую способность продольных рёбер плит. Авторы установили, что эффект совместного деформирования меньше в крайних плитах и они работают в худших условиях.

Были проведены испытания двух вариантов балок. Первая балка была испытана в составе покрытия. Вторая - отдельно. В результате эксперимента выяснилось, что жёсткость, устойчивость и трещиностойкость балки, работающей в комплексе с плитами покрытия, существенно больше, чем отдельной балки. Увеличение несущей способности стропильной балки покрытия произошло в результате совместного деформирования с плитами покрытия.

Было предложено в расчёте при опорных участках продольного ребра плиты покрытия учесть часть полки плиты, в работу стропильной конструкции. Так же была разработана методика определения сдвигающих усилий, возникающих в системе покрытия на эксплуатационной стадии. Было отмечено, что в результате совместного деформирования элементов покрытия, возникает не равномерная осадка опор продольных рёбер плит [147].

Были проведены детальные экспериментальные и теоретические исследования совместной работы плит покрытия со стропильной конструкцией конструкций покрытия. По результатам исследований была предложена методика расчёта, в которой плиты покрытия заменялись эквивалентными рамами с континуальными связями. Ширина рама принимается из условия включения в работу торцевых рёбер плит и примыкающих к ним часть полок. В приведенной расчётной схеме стропильная балка представлена осевой линией, имеющей жёсткие консоли в местах крепления плит (Рисунок 1.7) [64, 33].

Н.Н. Складневым, В.Н. Байковым и А.К.Фроловым была разработана методика расчёта, в которой учитывался эффект совместной работы стропильных конструкций и ребристых плит покрытия. На основе экспериментальных исследований была выявлена зависимость между деформативностью угловой зоны продольного ребра плит покрытия и величиной горизонтальных сдвигающих усилий [70].

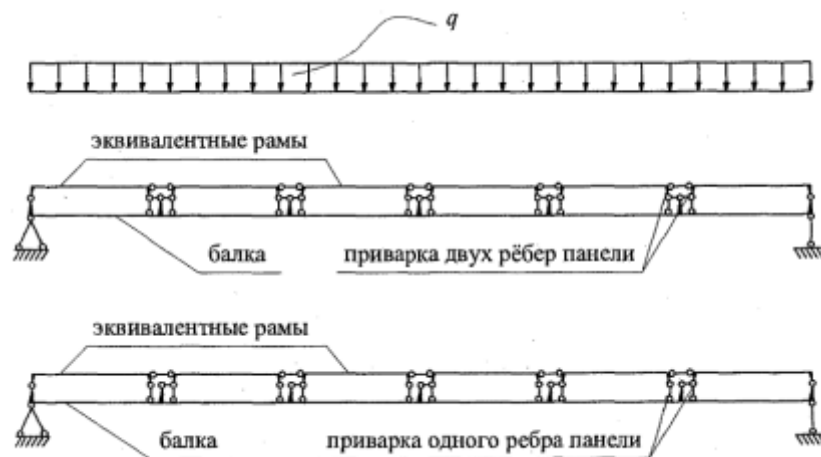


Рисунок 1.7 – Расчетная схема стропильной конструкции с эквивалентными рамами

При учёте комплексной работы элементов покрытия внутренние усилия в стропильной конструкции снижаются на 15-18% по сравнению с результатами расчета где, не учитывается. Эффект комплексной работы зависит от жесткости опор. Учёт действительной жёсткости опор влияет на интенсивность опорного момента и опорной реакции в месте опирания плит [118, 119]. При проектировании и усилении элементов покрытия необходимо учитывать участие торцевых ребер плит в работу стропильной конструкции [93].

При загрузении диска покрытия, состоящего из плит и стропильных конструкций равномерно распределённой нагрузкой разгружение стропильных конструкций с неразрезными плитами на 2,2 % больше чем с разрезными. Кроме того, было установлено, что учёт эффекта взаимодействия плит и балок покрытия приводит к снижению изгибающего момента в балке до 12% [59].

В работе [123, 124] была принята неразрезная схема покрытия. Размеры плиты в плане 3х12,3х24м. По результатам исследований было установлено, что стропильные конструкции не одинаково загружены, из-за того, что действующие опорные реакции средних опор плит больше чем от двух спаренных торцевых. Данные результаты доказывают, что крайние плиты меньше участвуют в процессе совместного деформирования со стропильной конструкцией.

1.3. Напряженно-деформированное состояние стыковых соединений

Были проведены теоретические и экспериментальные исследования, целью которых было определение влияния деформативности стыковых соединений на величину внутренних усилий и вертикальные перемещения двух пролётных плит и двух пролётных балок [80].

В опытах были использованы сборные однопролётные балочные системы с предварительным напряжением и без него. Продольные ребра плит соединились с опорами сваркой закладных деталей, а арматурные выпуски ребер приварились с помощью соединительных коротких стержней.

В эксперименте измерялись вертикальные перемещения балок и плит, а также величины опорных реакций. При теоретической обработке экспериментальных данных было учтено влияние неупругих свойств железобетона на распределение усилий в элементах покрытия.

Результаты экспериментальных исследований удовлетворительно совпали с теоретическим и численными расчетами по определению вертикальных перемещений элементов покрытия при разных загрузках. Внутренние усилия определялись как в статически неопределимых двух пролётных балочных системах.

В работе [6] представлена схема действующих усилий, описано напряженно-деформированное состояние концевых участков сборных элементов многопролётной системы в зоне стыковых соединений и разработан механизм для определения податливости на вертикальное перемещение стыковых соединений сборных железобетонных элементов.

Податливость стыковых соединений определяется с помощью угловой деформативности стыка φ_c и угловой жёсткости стыка $c = 1/\varphi_c$. Угловая деформативность находится по величине краевых деформаций u_i сжатой и

растянутой зон при действии изгибающего момента M т.е. $\varphi_c = \sum u_i / M \cdot h$, где h – высота элемента в зоне соединения. Для каждого элемента стыкового соединения определяется податливость на вертикальное перемещение. Доказано, что значение этой величины точно можно определить расчетно-теоретическим путем.

Исследования деформативности стыковых соединений в покрытии, с использованием ребристых плит и стропильных конструкций, позволили оценить влияние податливости стыковых соединений на распределения усилий в элементах покрытия для использования при расчетах на прочность, жесткость и трещиностойкость.

Все проведенные исследования с целью изучения стыковых соединений подтверждают, что на всех стадиях работы конструкции необходимо учитывать действительной жёсткости стыкового соединения.

1.4. Выводы по главе 1

1. Создание дисков покрытия с обеспечением работы продольного ряда ребристых плит по неразрезной схеме позволяет повысить эффективность работы конструкции покрытия и уменьшить расход бетона и предварительно напряженной арматуры.

2. Разработка жесткого соединения ребристых плит со стропильной конструкцией приводит к их совместной работе, повышает их несущую способность, жесткость и трещиностойкость.

3. При пролетах 24, 30 м типовые стропильные конструкции имеют большую высоту в середине пролета. Ребристые плиты опираются на них сверху и еще увеличивают строительную высоту покрытия и объем здания. С целью уменьшения строительной высоты покрытия в РГСУ была предложена новая железобетонная стропильная конструкция без верхней полки (патент на полезную модель № 30371 «Стропильная железобетонная балка») (Рисунок 1.5), однако при таком решении не было обеспечено работы плит покрытия по неразрезной схеме.

4. Необходимо создать стропильную конструкцию меньшей высоты по сравнению с типовыми решениями формы, которая позволила бы:

- расположить плит в пределах высоты ригеля не увеличивая высоту покрытия.
- обеспечить лучшие условия опирания ребристых плит, заставив их работать по неразрезной схеме.

5. При расчете стропильной конструкции необходимо учитывать податливости опор, где выполнено жесткое соединение с продольными ребрами плит покрытия. В данной работе в качестве исследуемого диска покрытия принята ребристая плита с размером в плане 11,6х3 м.

ГЛАВА 2. РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СБОРНО-МОНОЛИТНОЙ СТРОПИЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ С УЧЕТОМ ЕЕ СОВМЕСТНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ С ПЛИТАМИ ПОКРЫТИЯ

2.1. Описание сборно-монолитной стропильной конструкции и ее сопряжение с плитами покрытия

Для совершенствования исследования по оценке эффекта совместной работы железобетонной стропильной конструкции небольшой высоты с плитами покрытия необходимо спроектировать стропильную конструкцию, позволяющую опереть жестко на нее железобетонные ребристые плиты и в одном уровне по высоте с ее верхним поясом [135, 136, 137, 138, 142, 146].

Стропильную конструкцию относительно небольшой высоты можно спроектировать в виде рамы, очертание которой повторяет очертание двускатной балки с уклоном верхнего пояса 1:12. Конструкция сборно-монолитная (Рисунок 2.1, а). Верхний пояс сборной части имеет тавровое сечение с полкой внизу, нижний – прямоугольное. Высота нижнего пояса небольшая; больших изгибающих моментов в нем не возникает; он работает преимущественно на центральное растяжение, почти как затяжка. Стойки проектируются в виде двух перекрестных стенок, одна из которых вытянута в плоскости рамы и сообщает ей наибольшую изгибную жесткость, а другая – в направлении ребристых плит. Плиты опираются на эту стенку и крепятся к ней сваркой закладных металлических деталей в двух точках, как показано на рисунке (Рисунок 2.1, б). Это обеспечивает жесткое соединение плит со стропильной конструкцией. Плиты имеют несколько уменьшенную длину. Между их торцами образуется замкнутое пространство, куда по щитку несъемной опалубки укладывается монолитный бетон, соединяющий в единое целое смежные плиты и верхний пояс ригеля. Соединение обеспечивается силами сцепления бетона и выпусками арматуры, предусмотренными из сборной части ригеля и из ребристых плит. Перед укладкой бетона выпуски арматуры свариваются (Рисунок 2.2). Это усиливает жесткость

соединения и вовлекает в работу ригеля торцовые ребра и часть полки плит. Сечение верхнего пояса стропильной конструкции становится двутавровым (Рисунок 2.1, г) [139, 140, 141].

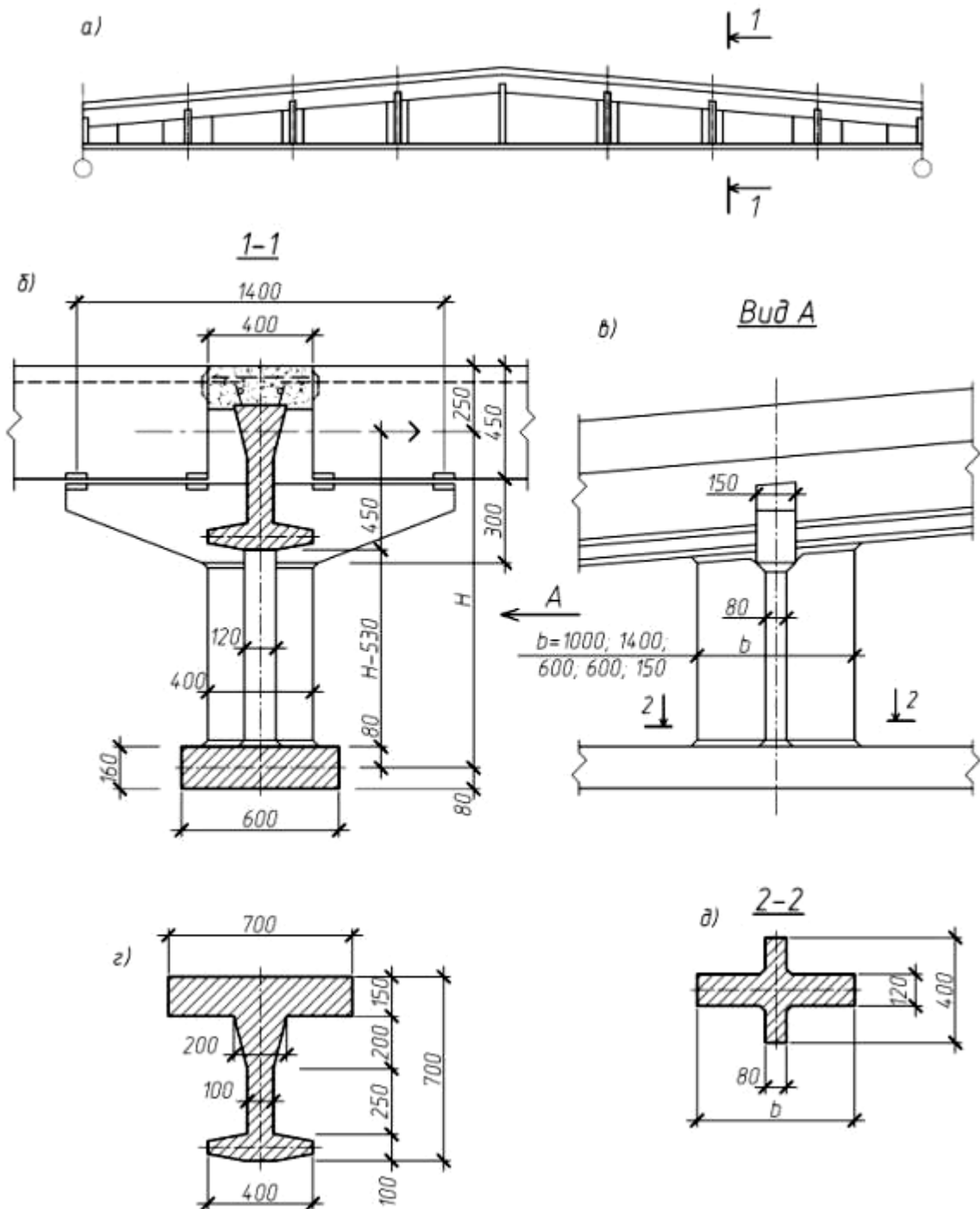


Рисунок 2.1 – Сборно-монолитная стропильная конструкция
а) - Общий вид, б) - поперечное сечение сборной части, в) - вид сбоку,
г) - расчетное сечение верхнего пояса, д) - сечение стойки

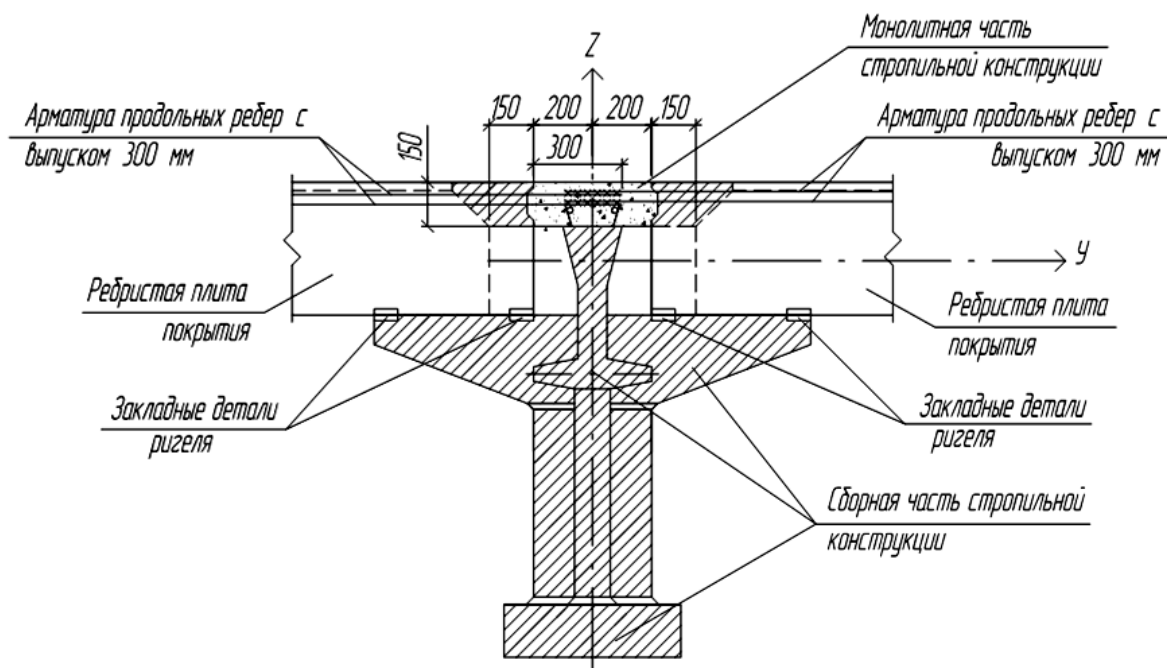


Рисунок 2.2 – Сопряжение сборно-монолитной стропильной конструкции с плитами покрытия

2.2. Метод расчета совместного деформирования сборно-монолитной стропильной конструкции новой формы с плитами покрытия

Плиты покрытия промышленных зданий при воздействии вертикальных нагрузок работают совместно со стропильными конструкциями, оказывая на них разгружающее влияние [16]. Совместность деформаций ребристой плиты и предложенной сборно-монолитной стропильной конструкции обусловлена наличием сварки закладных деталей, предусмотренных на опорных стенках стропильной конструкции и в соответствующих местах продольного ребра плиты, а также за счет анкеровки продольного ребра плиты с монолитной частью верхнего пояса стропильной конструкции [143] (Рисунок 2.3).

Покрытие, состоящее из стропильных конструкций и плит покрытия с замоноличенными швами, представляет собой сложную пространственную систему [57, 110]. Учет плит при расчете стропильных конструкций производится обычно исходя из рассмотрения плоскостной системы [11, 18, 26]. Плиты,

которые сами по себе во всех случаях должны рассматриваться как пространственные конструкции, для оценки работы стропильной конструкции заменяются плоскостными конструкциями с характеристиками, посчитанными по поперечному сечению, состоящему из продольных ребер, торцевых ребер и примыкающего участка полки.

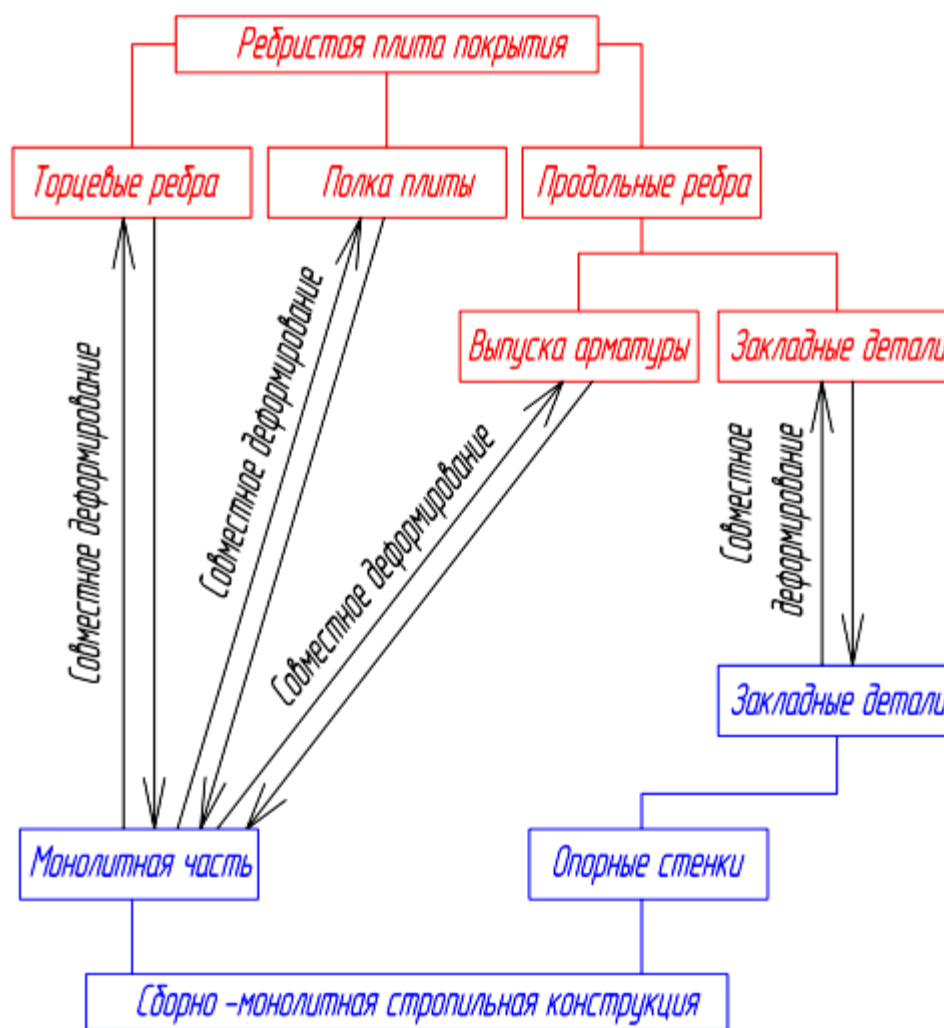


Рисунок 2.3 - Схема комплексной работы сборно-монолитной стропильной конструкции с плитами покрытия

Методика расчёта сборно-монолитной стропильной конструкции новой формы разработана с использованием методики [64, 33], в которой плиты покрытия заменялись эквивалентными рамами, а стропильная конструкция аппроксимируется стержневой системой, состоящей из стержня, жесткость которого эквивалентна жесткости соответствующих сечений стропильной

конструкции и бесконечно жестких консолей, расположенных в местах крепления плит (Рисунок 2.4,а).

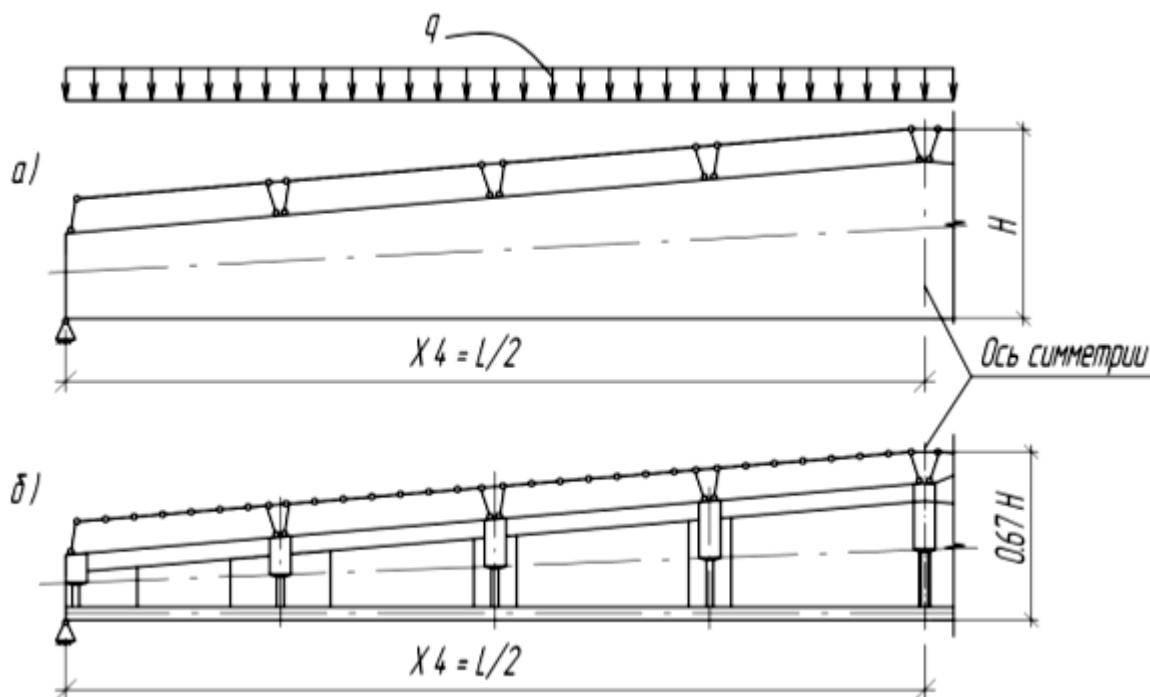


Рисунок 2.4 – Континуальная модель стропильной конструкции: а) для типовой стропильной конструкции; б) для сборно-монолитной стропильной конструкции новой формы

В зоне контакта монолитной части стропильной конструкции с торцевыми ребрами плит образуются связи сдвига по длине шва контакта (Рисунок 2.4, б)

Совместная работа происходит благодаря восприятию стековым соединением сдвигающих усилий, возникающих в местах сопряжения плит с ригелем при их совместном деформировании под действием вертикальной нагрузки. Чем больше жесткость стыковых соединений тем выше эффект совместной работы при прочих равных условиях (Рисунок 2.5).

Система стропильная конструкция - плиты покрытия представляет собой пространственную составную конструкцию из двух совместно деформируемых элементов: линейной стропильной конструкции и пространственных плит, объединенных с помощью монолитного бетона вдоль линии контакта континуальными упругопластическими связями сдвига и абсолютно жесткими поперечными связями [12, 108, 115].

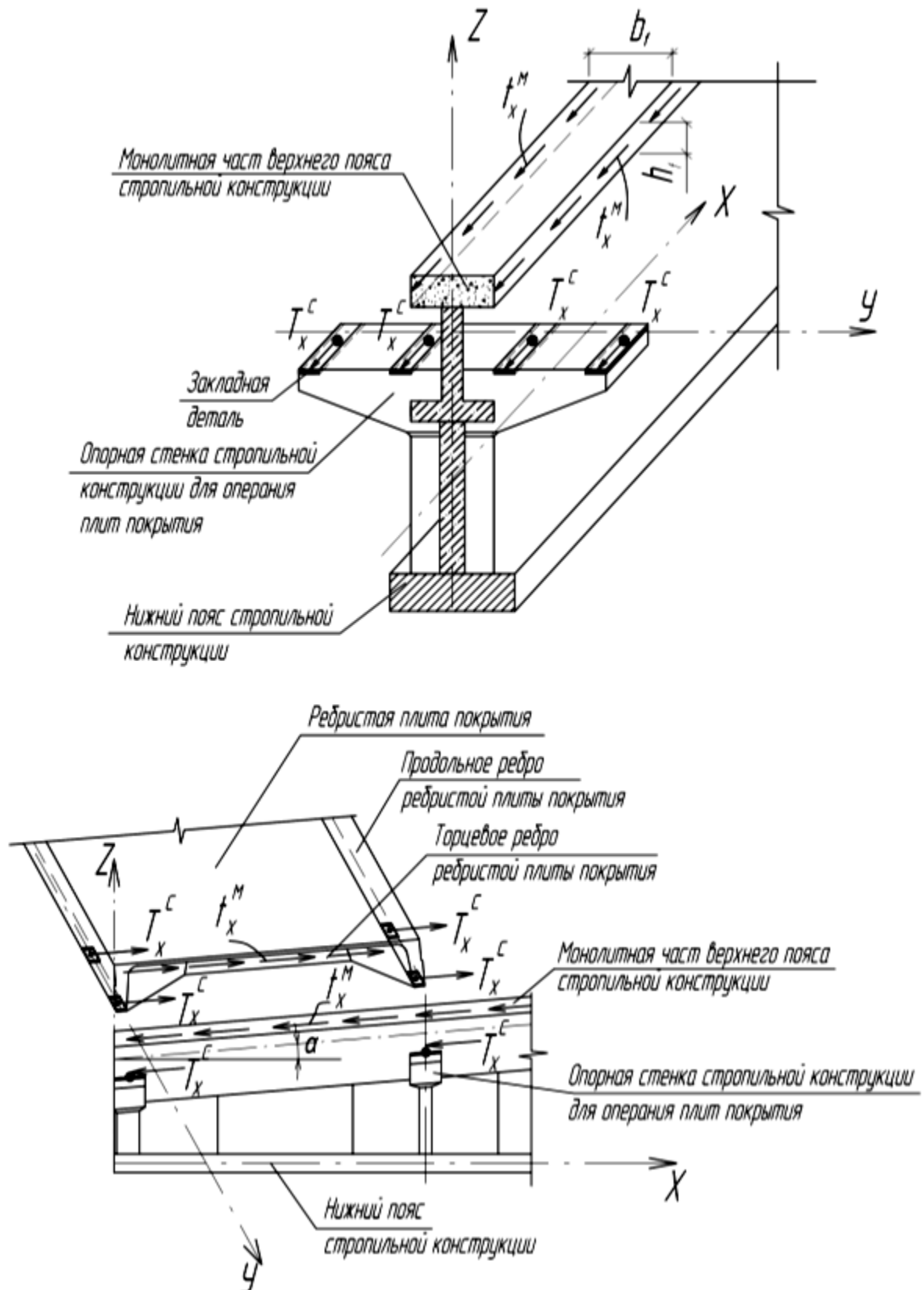


Рисунок 2.5 – Схема распределения сдвигающих усилий в зонах контакта сборно-монолитной стропильной конструкции новой формы с плитой покрытия

Расчетная модель пространственной конструкции принята в виде континуальной двухпоясной составной балки, у которой нижним поясом служит стропильная конструкция, а верхним - эквивалентная плитам без моментная балка (свес). Согласно, [103,94, 122]. Для удобства расчета ригеля с двумя свесами последние заменяются верхним поясом суммарной жесткости, а нагрузка, приходящаяся со свесов, суммируется и прикладывается к поясам вдоль оси составной балки (Рисунок 2.6).

При определении осевой жесткости верхнего пояса учитывается только сжатая верхняя полка плиты. Поэтому расстояние между центрами тяжести поясов определяется по формуле:

$$e = e_1 + e_{y2} \quad (2.1)$$

где e_1 - расстояние от середины полки плит до верха ригеля

e_{y2} – расстояние от центра тяжести ригеля до верха ригеля

При расчете рассматриваются две стадии совместной работы ригеля с плитами покрытия:

1-я стадия - до омоноличивания межплитных сопряжений и монолитной части стропильной конструкции;

2-я стадия - после их омоноличивания.

Внутренняя статическая неопределимость двухпоясной составной балки с континуальными связями раскрывается по методу сил, для чего ее расчленяют вдоль шва на два стержня, а в сечении прикладывают погонные вертикальные V_x и касательные t_x реакции.

Первая стадия наступает после укладки плит на ригели. В этом случае нижний стержень-ригель загружен погонной нагрузкой от собственного веса конструкций. Совместная работа плит и ригелей первой стадии не значительна и поэтому не учитывается.

Вторая стадия характеризуется наличием совместной работы поясов составной балки в результате приложения к диску покрытия унифицированной, равномерно распределенной нагрузки q и перераспределения усилия,

возникающего в результате снижения жесткостей поясов и изменения расстояний до их центров тяжести.

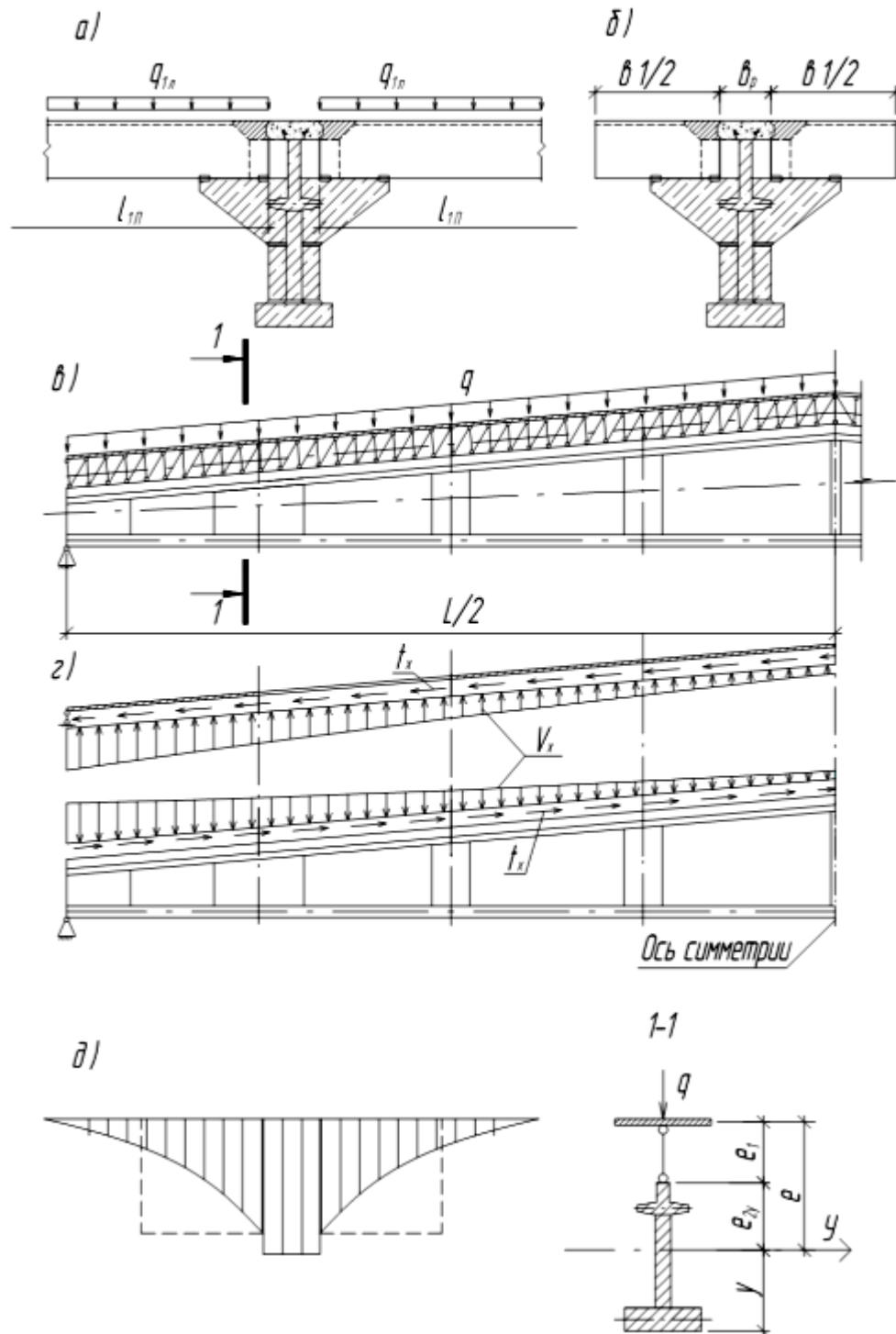


Рисунок 2.6 - Расчетная модель сборно-монолитной стропильной конструкции с плитами покрытия: а) пространственная составная конструкция; б) плоская составная конструкция; в) континуальная расчетная модель в виде двухпоясной составной балки с без моментным верхним поясом; г) основная система метода сил; д) эпюра нормальных напряжений в плите и ригеле

В соответствии с [108] закон изменения суммарных погонных сдвигающих реакций стропильной конструкции может быть принят в виде тригонометрического косинуса

$$t_x^m = t_0^m \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (2.2)$$

$$t_x^c = t_0^c \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (2.3)$$

Суммируя два уравнения получим:

$$t_x^m + t_x^c = (t_0^m + t_0^c) \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad \text{или}$$

$$t_x = t_0 \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (2.4)$$

где t_x^m - погонная сдвигающая реакция в шве контакта плит покрытия с монолитным бетоном стропильной конструкции;

t_x^c - погонная сдвигающая реакция в шве контакта плит покрытия с опорными стенками стропильной конструкции;

$t_0 = P \cdot \lambda$ – значение погонной сдвигающей реакции t_x на опорах;

λ - безразмерный коэффициент, учитывающий совместную работу стропильной конструкции с плитами покрытия, зависящий от жесткостей поясов и сопряжений составной балки, стадии работы , расстояние между центрами тяжести поясов $e_1 + e_{2y}$ и деформативности закладных деталей ; L – пролет стропильной конструкции; π - число "π".

Погонная вертикальная реакция в шве сопряжения с учетом что, изгибающий момент в верхнем поясе составной балки равен нуле:

$$V_x = q - t'_x \cdot e_1 = q - t_x \cdot e_1 \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (2.5)$$

где q - эксплуатационная равномерно распределенная нагрузка, приложенная к диску покрытия.

Опорные реакции в верхнем поясе составной балки, передающиеся на нижний, определяются интегрированием

$$V_0 = t_0 \cdot e_1 \quad (2.6)$$

Суммарная погонная нагрузка на стропильную конструкцию в виде составной балки:

$$g_{2x} = P_2 + V_x = P(1 - \lambda \cdot e_1 \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \sin(\frac{\pi \cdot x}{L})) \quad (2.7)$$

где P_2 - собственный вес конструкций покрытия

Поперечная сила находится путем интегрирования погонной нагрузки и равняется:

$$Q_{2x} = P \left(1 - x - \lambda \cdot e_1 \cdot \cos \frac{\pi \cdot x}{L} \right) \quad (2.8)$$

Изгибающий момент в ригеле на расстоянии «х» от опоры с учетом взаимодействия с плитами покрытия:

$$M_{2x} = M_X^P - M_X^T + M_X^N \quad (2.9)$$

где M_X^P - внешний изгибающий момент в свободно опертой составной балке от равномерной погонной нагрузки.

M_X^T - разгружающий изгибающий момент в составной балке, создаваемый за счет сдвигающих реакций

$$M_X^T = T_x^m \cdot e^m + T_x^c \cdot e^c \quad (2.10)$$

где:

$$T_x^m = t_0^m \cdot \frac{l}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L} \quad (2.11)$$

$$T_x^c = t_0^c \cdot \frac{l}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L} \quad (2.12)$$

Суммируя два уравнения получим:

$$T_x = (T_x^m + T_x^c) = (t_0^m + t_0^c) \cdot \frac{l}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L} = t_0 \cdot \frac{l}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L} \quad (2.13)$$

где T_x - сдвигающее усилие в стыковых соединениях на расстоянии «х» от опоры

T_x^m - сдвигающее усилие в сопряжении с монолитной частью стропильной конструкции

T_x^c - сдвигающее усилие в сопряжении с опорными стенками стропильной конструкции

e^m, e^c – расстояние от центра тяжести сечения стропильной конструкции до точки расположения усилий соответственно T_x^m, T_x^c

M_X^N - внешний изгибающий момент, создаваемый продольной силой

$$M_X^N = N \cdot Z_x \quad (2.14)$$

$$Z_x = Y_x - h_N \quad (2.15)$$

где Y_x - расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения

h_N – расстояние по вертикали от нижней грани ригеля до продольной силы

Для расчета прочности нормального сечения стропильной конструкции можно использовать статический метод предельного равновесия [36,37] (Рисунок 2.7). Условие прочности в этом случае записывается в виде:

$$M_{2x} \leq M_{2x}^{\text{сеч}} \quad (2.16)$$

M_{2x} - внешний изгибающий момент относительно равнодействующей усилий в растянутой арматуре в сечении на расстоянии X от опоры при одностороннем опорном моменте, равный

$$M_{2x} = M_X^P - T_X \cdot (h_0 - h_p + e_1) \quad (2.17)$$

$$M_{2x}^{\text{сеч}} = R_b \cdot A_b \cdot h_0 \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) + R'_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') \quad (2.18)$$

$M_{2x}^{\text{сеч}}$ - внутренний изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением ригеля и определяемый по [114].

При постоянных по длине жесткостях составной балки прогиб стропильной конструкции следует определять по формуле [133, 134]:

$$f = \frac{5 \cdot L^2 \cdot M^P}{48 \cdot B} \cdot (1 - \omega \cdot e) \quad (2.19)$$

$$\omega = \frac{24 \cdot \lambda}{L \cdot \pi^2} \quad (2.20)$$

где B – изгибная жесткость стропильной конструкции

M^P - момент от нагрузки в середине пролета балки

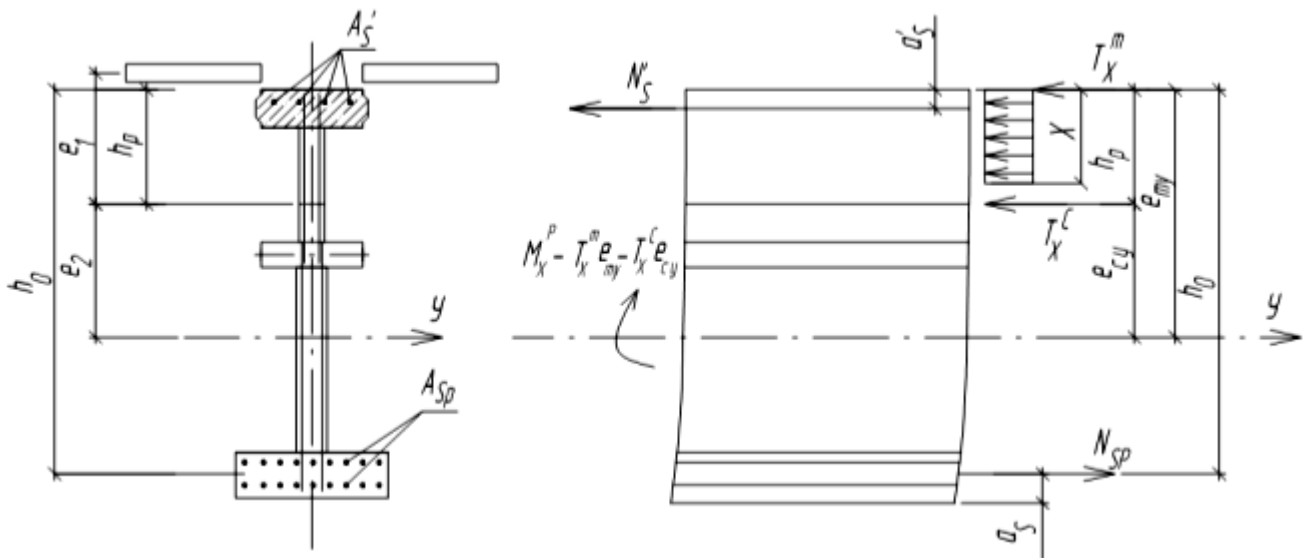


Рисунок 2.7 – Расчетное сечение сборно-монолитной стропильной конструкции в виде составной балки

В соответствии с [103] при постоянных по длине жесткостях поясов составной балки коэффициент совместной работы определяется по формуле

$$\lambda = \frac{\frac{e}{B} - \frac{e^I}{B^I} \cdot \frac{P_2}{P}}{\frac{\pi^2}{L^2 \cdot G_c} + \gamma} \quad (2.21)$$

где B^I , B - изгибные жесткости ригеля на 1-й и 2-й стадиях работы соответственно при кратковременном и длительном действии нагрузок

e , e^I - расстояние между центрами тяжести поясов на участке балки;

γ - жесткостный коэффициент, равный

$$\gamma = \frac{e^2}{B} + \frac{1}{C_2} + \frac{1}{C_1} \quad (2.22)$$

где C_1 , C_2 - осевые жесткости поясов;

G_c - жесткость связей сдвига, учитывающая сдвиговую жесткость шва и торцов плит;

Деформации сжатия верхнего пояса определяются по формуле

$$u = u_p + u_j \quad (2.23)$$

где $u_p = e_b \cdot l$ - деформации плиты, e_b - относительные деформации бетона плиты при сжатии

u_j - деформации межплитного сопряжения, зависящие от уровня нагружения

Диаграмма деформации межплитного сопряжения имеет вид, приведенный на (Рисунок 2.8) и состоит из двух участков. На начальном прямолинейном участке закрываются усадочные трещины и обжимаются отдельные контактирующие участки шва. На криволинейном участке деформирования шов обжимается по всей площади контакта, принятой в запас равной площади продольного сечения верхней полки плит покрытия [65].

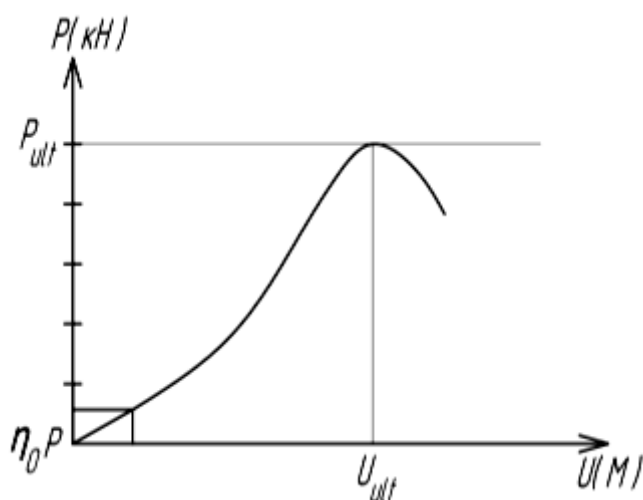


Рисунок 2.8 – Диаграмма сжатия межплитного шва

Возникающие сдвигающие усилия в связях сдвига в зоне монолитного бетона воспринимает как бетон шва, так и выпуска арматуры продольных ребер плит, пересекающие зону контакта [61,62,72].

На стадии работы бетона до образования трещин, сдвигающие усилия в шве контакта воспринимаются как за счет сопротивления бетона контактной зоны сдвигу $Q_{b,sh}$, так и за счет работы арматурные выпуска $Q_{s,tot}$ (Рисунок 2.9).

После образования и раскрытия трещин в контактном шве, сдвигающие усилия продолжают восприниматься за счет арматурных выпуск пересекающих зону контакта, а также за счет сил зацепления $Q_{зп}$ по берегам продольной трещины

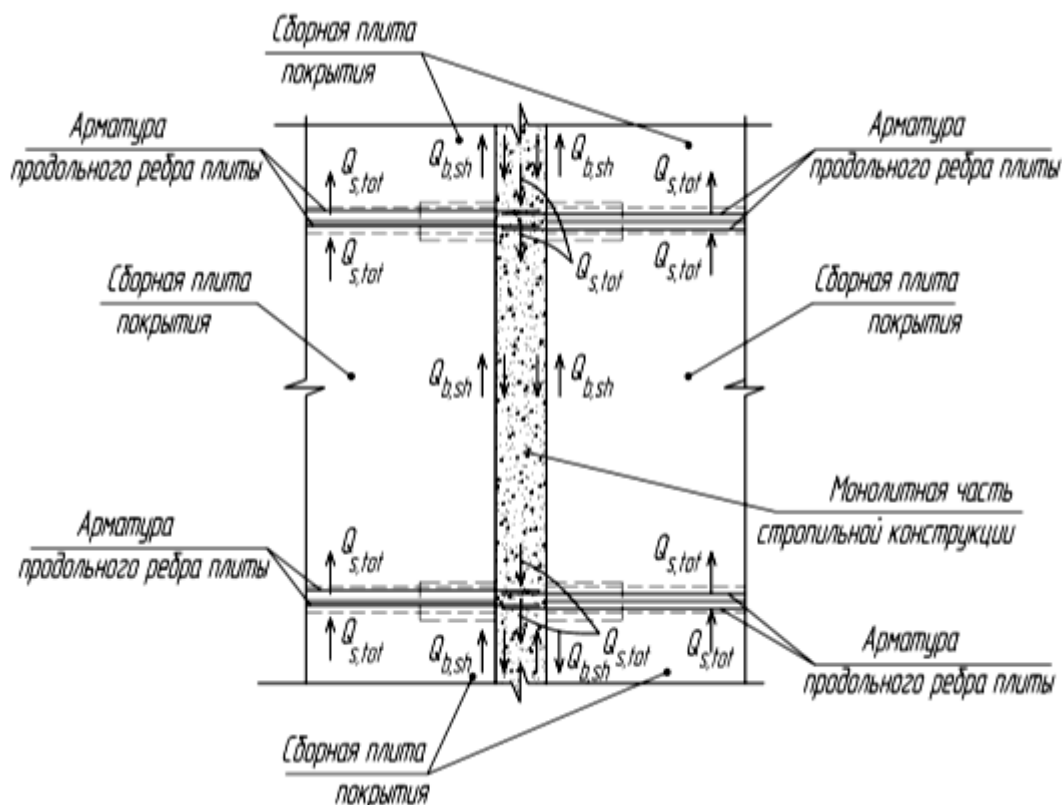


Рисунок 2.9 – Схема распределения сдвигающих усилий в зоне контакта монолитной части стропильной конструкции новой формы с торцевыми ребрами плит

2.3. Критерий прочности контактной зоны монолитной части стропильной конструкции с торцевыми ребрами плит

Согласно принятой расчетной схеме, критерий прочности узла сопряжения плит с монолитной частью стропильной конструкции при разрушении по материалу зоны контакта можно записать в общем виде:

$$T_x^m \leq Q_{ult} \quad (2.24)$$

где T_x^m - суммарное сдвигающее усилие в плоскости сопряжения ребристых плит с монолитной частью стропильной конструкции;

Q_{ult} – предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактной зоной.

Для определения значения сдвигающего усилия в зоне контакта торцевого ребра плит и монолитного бетона верхнего пояса стропильной конструкции T_x^m используется общее дифференциальное уравнение составного стержня в форме Предложенной А.Р. Ржаницыным [105]:

$$\frac{T''}{\xi} = \gamma \cdot T + \Delta \quad (2.25)$$

Решение уравнения можно записать в виде:

$$T = T_0 \cdot c \cdot h \cdot \lambda \cdot x + \frac{\tau_0}{\lambda} \cdot s \cdot h \cdot \lambda \cdot x + \frac{\xi}{\lambda} \cdot \int_0^x \Delta(k) \cdot s \cdot h \cdot \lambda \cdot (x - k) dk \quad (2.26)$$

$$\tau = \tau_0 \cdot c \cdot h \cdot \lambda \cdot x + T_0 \cdot \lambda \cdot s \cdot h \cdot \lambda \cdot x + \xi \cdot \int_0^x \Delta(k) \cdot c \cdot h \cdot \lambda \cdot (x - k) dt \quad (2.27)$$

$$\text{где } \gamma = \frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{c^2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2} \quad (2.28)$$

$$\Delta = \frac{M^0 \cdot c}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2} \quad (2.29)$$

$$\lambda = \sqrt{\xi \cdot \gamma} \quad (2.30)$$

где T, τ - суммарная сдвигающая сила и сдвигающие напряжения в связи T_0, τ_0 - тоже, при $x = 0$, ξ - коэффициентом жесткости связи сдвига шва, s - расстояние между центрами тяжести ветвей составного стержня, E, A и I соответственно модуль деформации, площадь сечения и момент инерции сечения первого и второго элементов, k - дополнительный параметр интегрирования, M^0 - изгибающий момент от внешней нагрузки.

Предельное значение сдвигающей силы Q_{ult} , воспринимаемое зоной контакта, можно представить в виде суммы трех слагаемых [72, 76,77]:

$$Q_{ult} = Q_{b,sh} + Q_{s,tot} + Q_{zn} \quad (2.31)$$

где $Q_{b,sh}$ - усилия сдвига, воспринимаемые бетоном зоны контакта,

$Q_{s,tot}$ - тоже, воспринимаемые арматурными выпусками продольных ребер,

Q_{zn} - тоже, воспринимаемые за счет зацепления берегов зоны контакта.

Рассмотрим более подробно состояние каждого из рассматриваемых конструктивных решений контактной зоны на стадии работы до и после образования трещин.

Критерий прочности контактной зоны до момента трещинообразования в неармированном шве в таком случае примет вид:

$$T_x^m \leq Q_{b,sh} \quad (2.32)$$

Критерий прочности контактной зоны после образования трещин в неармированном шве примет вид:

$$T_x^m \leq Q_{3n} \quad (2.33)$$

Критерий прочности контактной зоны до образования трещин в армированном шве может быть записан в виде:

$$T_x^m \leq Q_{b,sh} + Q_{s,tot} \quad (2.34)$$

Критерий прочности контактной зоны после образования трещин в армированном шве может быть записан в виде:

$$T_x^m \leq Q_{3n} + Q_{s,tot} \quad (2.35)$$

$Q_{b,sh}$ – определяется по формуле:

$$Q_{b,sh} = R_{b,sh} \cdot A_{sh}$$

где $R_{b,sh}$ - прочность на срез бетона контактной зоны, A_{sh} - площадь зоны контакта.

Суммарная поперечная сила $Q_{s,tot}$ может быть выражена в следующем виде:

$$Q_{s,tot} = Q_{s,\Delta} + Q_{s,Rbt} + Q_{s,\Delta v} \quad (2.36)$$

Здесь $Q_{s,\Delta}$, $Q_{s,Rbt}$, $Q_{s,\Delta v}$ – составляющие поперечной силы в арматурном стержне, соответственно; от перемещения Δ , от усилий отрыва в бетоне, от поворота арматурного стержня в точках заделки.

$$Q_{s,\Delta} = \frac{12 EI \cdot \Delta}{l^3} \quad (2.37)$$

EI – изгибная жесткость поперечного сечения арматуры, Δ - величина сдвига,

l – расстояние между точками заделки арматурного стержня.

Отрывное усилие в бетоне определяется по формуле:

$$Q_{s,Rbt} = 0,8 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot \left(\frac{l_1}{2} - 1 \right) \quad (2.38)$$

где l_1 - Толщина включения в работу бетонного слоя

Параметр $Q_{s,\Delta v}$, обусловленный поворотом арматурного стержня в точках заделки, и определяется по формуле:

$$Q_{s,\Delta} = - \frac{6 EI \cdot \Delta \cdot \nu}{l_1^2} \quad (2.39)$$

Значение l_1 может быть определено по методике, предложенной в [76], при итерационном методе решения уравнения, записанного в виде:

$$A^* \cdot l_1^4 + B^* \cdot l_1^3 + C^* \cdot l_1^2 + D^* \cdot l_1 + E^* = 0 \quad (2.40)$$

Здесь

$$A^* = -0,27 \cdot R_{bt} \cdot b$$

$$B^* = 0,4 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot d$$

$$C^* = 0$$

$$D^* = 0$$

Полагая, что силы зацепления по берегам зоны контакта по своему физическому смыслу соответствуют приведенным в [56], слагаемое $Q_{3п}$

Может быть записано в виде:

$$Q_{3п} = b \cdot \overline{G_{3п}} \cdot \frac{\Delta}{l_t} \quad (2.41)$$

где b – ширина элемента, $\overline{G_{3п}}$ модуль деформаций связей зацепления, Δ – величина относительного 'сдвига смежных элементов зоны контакта, l_t – расстояние между связями зацепления.

Предложенные критерии прочности зоны контакта, учитывающие эффекта арматурных выпуск продольных ребер плит возникающих по берегам шва сдвига силы зацепления, могут быть использованы при расчете сборно-монолитных стропильных конструкций любого типа по предельным состояниям обеих групп.

2.4. Определения жесткостей сборно-монолитной стропильной конструкции при неупругой работе материалов

При загрузении диска покрытия вертикальной равномерно-распределённой нагрузкой, в стропильной конструкции и ребристой плиты, возникают изгибающий момент и поперечная сила, а в местах соединения плиты со стропильной конструкцией действует сдвигающее усилие. Интенсивность изгибающего момента увеличивается от нуля на опоре до максимальных значений в пролёте, что приводит к образованию и раскрытию трещин, а значит, к возникновению неупругих деформаций в стропильной конструкции [70,83,85,132].

На участке, где в растянутой зоне балки под действием внешней нагрузки образуются нормальные к продольной оси элемента трещины,

Изгибная жёсткость вычисляется согласно [70]:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{B} = \frac{M_s}{h_0 \cdot z} \cdot \left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu} \right) - \frac{N_{lot}}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} \quad (2.42)$$

где $1/r$ - кривизна оси железобетонного элемента при изгибе на участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины от действия внешней нагрузки; r - радиус кривизны нейтральной оси элемента;

M - момент от всех внешних сил, вычисляемый относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стропильной конструкции;

$M_s = M_0 - M_x^T$ – изгибающий момент относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести площади сечения арматуры A_s , от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения;

M_0 - момент от всех внешних сил, вычисляемый относительно той же оси, что и M_s но без учёта сдвигающих усилий;

B – искомая изгибная жёсткость приведённого сечения;

Z – расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры A_s до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной

Осредненная изгибная жесткость на участке стропильной конструкции от (0-X) определяется по формуле [70]:

$$B_{cp} = \frac{M \cdot h_0 \cdot z \cdot E_s \cdot A_s \cdot (\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu}{M_s \cdot \psi_s \cdot (\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu + M_s \cdot \psi_b \cdot E_s \cdot A_s - N_{lot} \cdot \psi_s \cdot z \cdot (\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu} \quad (2.43)$$

где N_{lot} - равнодействующие усилия предварительного обжатия P и сдвигающего усилия T_i ;

$$N_{lot} = P - T_i \quad (2.44)$$

где P - усилие обжатия с учётом первых и вторых потерь, согласно [117].

Для определения осевой жёсткости с учётом нелинейного деформирования материалов необходимо определить относительные деформации верхних волокон стропильной конструкции при изгибе [52,53]. Согласно [6] относительные деформации в направлении продольной оси элемента определяются следующим образом.

Относительные деформации изгибаемых элементов с двузначной эпюрой напряжений в сечении:

$$\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon_{bm} \cdot y_s - \varepsilon_{sm} \cdot (h_0 - y_s)}{h_0} \quad (2.45)$$

где ε_{bm} , ε_{sm} – средние величины относительного удлинения арматуры и, соответственно, относительного укорочения крайнего сжатого волокна бетона стропильной конструкции на участке между трещинами.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} \cdot \left(\frac{M_s}{z} \mp N \right) \quad (2.46)$$

$$\varepsilon_{bm} = \frac{\psi_b \cdot M_s}{z \cdot (\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu} \quad (2.47)$$

где y_s – расстояние от рассматриваемого волокна до центра тяжести арматуры S

В общем виде относительные деформации определяются по формуле:

$$\varepsilon_0 = \frac{N}{E_b \cdot A_b} \quad (2.48)$$

где N - равнодействующая продольных сил, в том числе и P

Учитывая зависимость (2.45) и в соответствии с [70], получим выражение для определения осевой жёсткости железобетонного элемента с учётом образования трещин, нормальных к продольной оси конструкции:

$$B_{cp} = \frac{N \cdot h_0 \cdot z \cdot E_s \cdot (\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu \cdot E_s \cdot A_s}{M_s \cdot \psi_b \cdot y_s \cdot E_s \cdot A_s - \psi_s \cdot \left(\frac{M_s}{z} - N \right) \cdot (h_0 - y_s) \cdot z \cdot (\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu} \quad (2.49)$$

2.5. Влияние податливости опор на работу ребристых плит

В общем виде условие совместности деформации ребристых плит покрытия и стропильной конструкции при отсутствии вертикального перемещения опорной стенки стропильной конструкции в точке «В» в соответствии с методом сил [35] имеет вид:

$$\Delta_{1f} + \delta_{11} \cdot x = 0 \quad (2.50)$$

или:

$$\frac{1}{EJ} \cdot \int_0^l M_1 \cdot M_f \cdot dx + \frac{1}{EJ} \cdot \int_0^l M_1 \cdot M_1 \cdot dx \cdot x = 0, \quad \text{где}$$

Δ_{1f} – вертикальное перемещение общей точки «В» под действием внешней нагрузки.

δ_{11} – вертикальное перемещение общей точки «В» под действием единичной нагрузки.

X - искомое реактивное усилие возникающая на опоре.

M_1 - изгибающий момент от единичной нагрузки (Рисунок 2.10.).

M_f - изгибающий момент от внешней нагрузки.

EJ – изгибная жесткость плиты в рассматриваемом сечении над опорой «В».

Исходя из формулы (2.50) получим

$$x = -\frac{\Delta_{1f}}{\delta_{11}} = -\frac{\int_0^l M_1 \cdot M_f \cdot dx}{\int_0^l M_1 \cdot M_1 \cdot dx} \quad (2.51)$$

Момент над опорой «В» составит:

$$M_B = M_1 \cdot x + M_f \quad (2.52)$$

Условие совместности деформации ребристых плит покрытия и стропильной конструкции при податливости опорной стенки стропильной конструкции на вертикальное перемещение в точке «В» имеет вид [95]:

$$\Delta_{1f} + \delta_{11} \cdot x = -\Delta \quad (2.53)$$

или

$$\frac{1}{EJ} \cdot \int_0^l M_f \cdot M_1 \cdot dx + \frac{1}{EJ} \cdot \int_0^l M_1 \cdot M_1 \cdot dx \cdot x = -\Delta \text{ отсюда:}$$

$$\int_0^l M_f \cdot M_1 \cdot dx + \int_0^l M_1 \cdot M_1 \cdot dx \cdot x = -\Delta \cdot EJ;$$

Δ – вертикальное перемещение точки «В» опорной стенки стропильной конструкции.

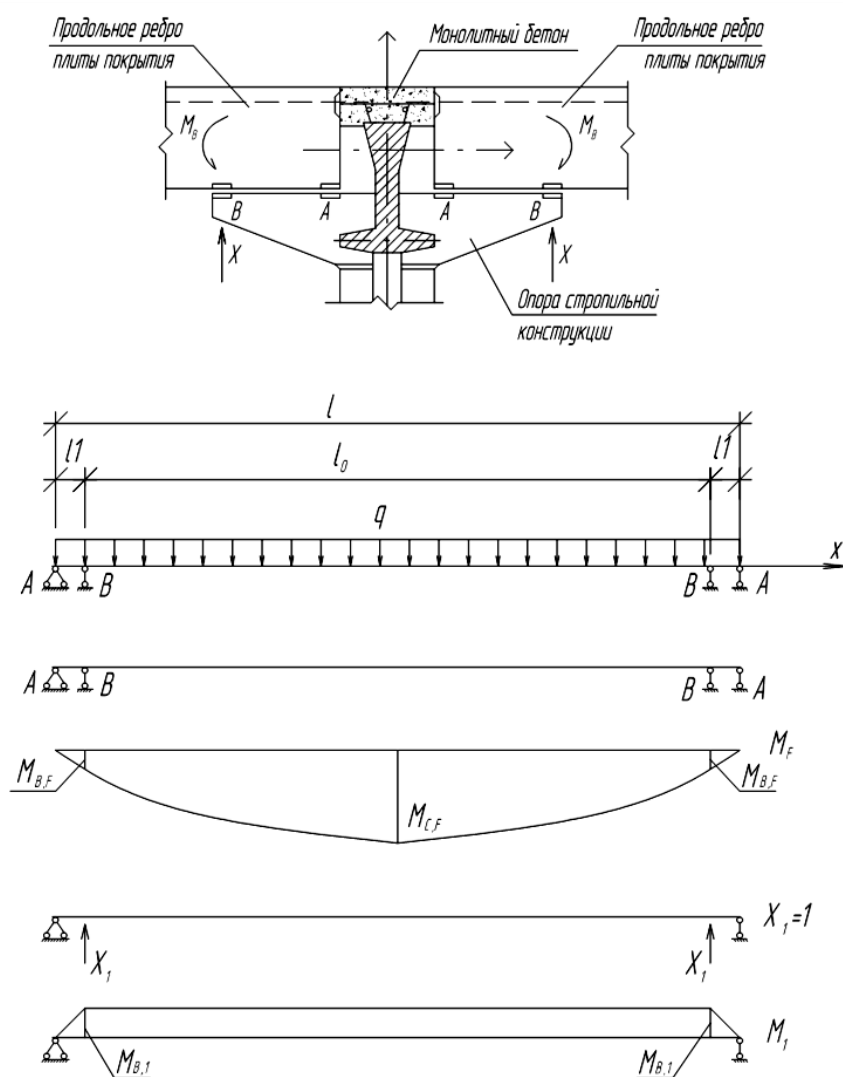


Рисунок 2.10 – Расчетная схема плиты покрытия

Для решения уравнения равновесия необходимо найти вертикальное перемещения точки «В» опорной стенки стропильной конструкции с помощью лицензионного программного комплекса SCAD office 11[60].

Построим график зависимости вертикального перемещения опоры «В» от некоторой заданной нагрузки (Рисунок 2.11).

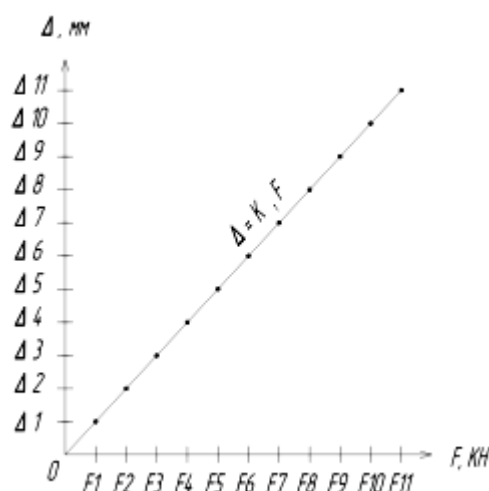


Рисунок 2.11 – График зависимости перемещения от заданной нагрузки

Из графика видно, что между перемещением и нагрузкой существует линейная зависимость:

$$\Delta = K \cdot F; \quad (2.54)$$

где $K = \tan \alpha$; $x = F$; тогда в соответствии с (2.54) получим:

$$\Delta_{1f} + \delta_{11} \cdot x = -\tan \alpha \cdot x \quad (2.55)$$

$$\frac{1}{EJ} \cdot \int_0^l M_f \cdot M_1 \cdot dx + \frac{1}{EJ} \cdot \int_0^l M_1 \cdot M_1 \cdot dx \cdot x = -\tan \alpha \cdot x \quad (2.56)$$

$$\int_0^l M_f \cdot M_1 \cdot dx + \int_0^l M_1 \cdot M_1 \cdot dx \cdot x = -\tan \alpha \cdot x \cdot EJ; \text{ отсюда} \quad (2.57)$$

$$x = \frac{\int_0^l M_f \cdot M_1 \cdot dx}{\int_0^l M_1 \cdot M_1 \cdot dx + \tan \alpha \cdot EJ} \quad (2.58)$$

Решить это уравнение, т.е. найти неизвестное усилие, возникающие в местах контакта можно, воспользовавшись методом последовательного приближения.

Определяем приведенной изгибной жесткости плиты в рассматриваемом сечении над опорой «В» (Рисунок 2.12):

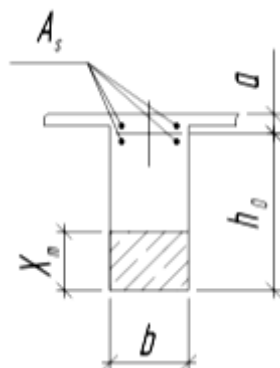


Рисунок 2.12 – Расчетное сечение продольного ребра плиты на опоре «В»

$$EJ = E_{b,red} \cdot J_{red} \quad (2.59)$$

$$EJ = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b,red}} \cdot (J_b + \alpha_{s1} \cdot J_s) \quad (2.60)$$

$$\text{где } \alpha_{s1} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}; \text{ тогда}$$

$$EJ = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b,red}} \cdot \left(\frac{b \cdot x_m^3}{3} + \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}} \cdot A_s \cdot (h_0 - x_m)^2 \right) \quad (2.61)$$

Находим x_m из условия:

$$S_b = \alpha_{s1} \cdot S_s; \quad \frac{b \cdot x_m^2}{2} = \alpha_{s1} \cdot A_s (h_0 - x_m) \quad (2.62)$$

Находим $E_{s,red}$ из условия:

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s} \quad (2.63)$$

$$\text{где } \psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_B}$$

M_{crc} – момент образования трещин определяется в соответствии с [55,113,150].

$E_{b,red}$ – значение приведенного модуля деформации бетона.

$R_{b,ser}$ – Расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы.

$E_{s,red}$ – значение приведенного модуля деформации арматуры.

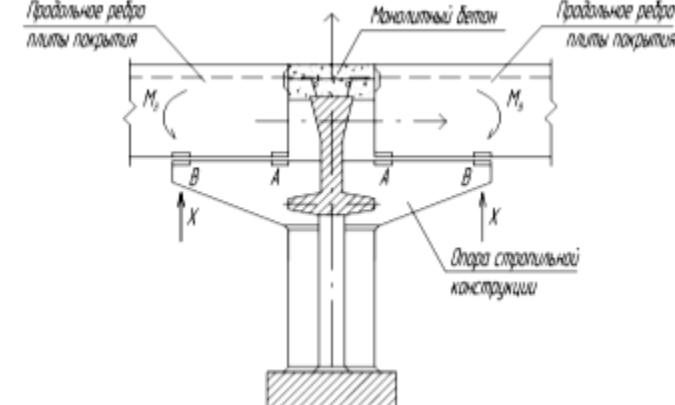
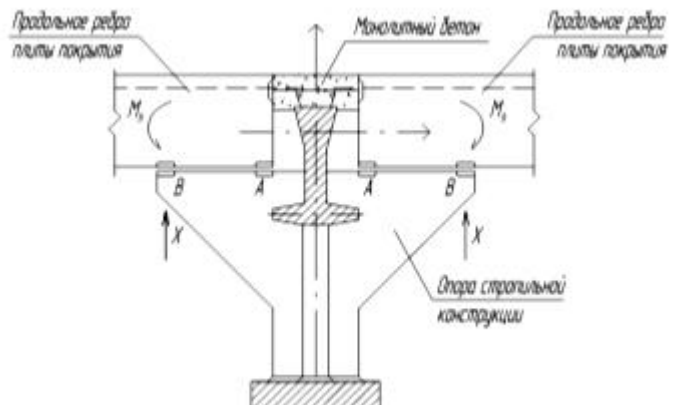
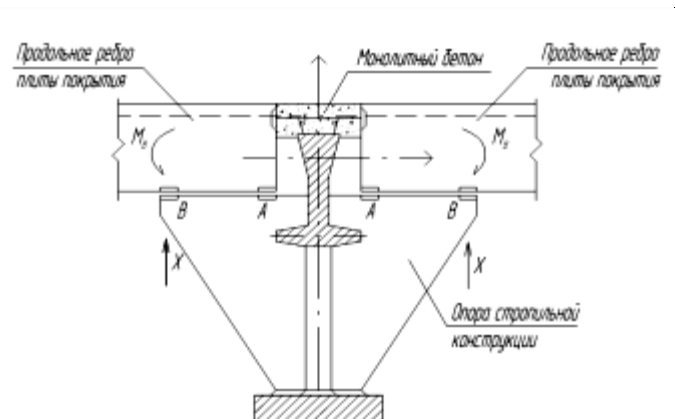
$\varepsilon_{b,red}$ – значение относительных деформаций тяжелого бетона при непродолжительном действии нагрузки.

x_m – высота сжатой зоны.

2.6. Расчетно-теоретические исследования влияния жесткости опор на работу ребристых плит покрытия

На основании ранее полученных уравнений, в качестве примера приведем вариантное исследование для оценки эффекта совместного деформирования плит покрытия и стропильной конструкции (Таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Варианты опор стропильных конструкций разных жесткостей

	Вариант №1
	Вариант № 2
	Вариант №3

Из графика линейной зависимости нагрузки и перемещения ($F-\Delta$) в опорном столике стропильной конструкции находим $\tan \alpha_1$, $\tan \alpha_2$, $\tan \alpha_3$ соответственно для каждого варианта (Рисунок 2.13)

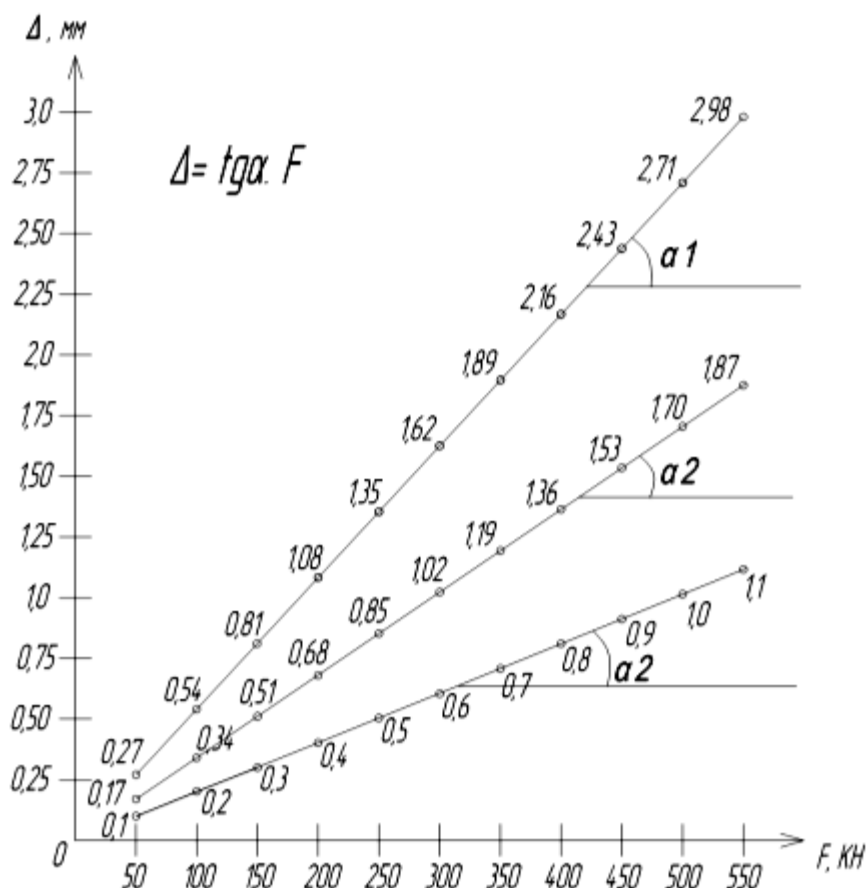


Рисунок 2.13 – График зависимости перемещения от заданной нагрузки для трех вариантов стропильной конструкции

Общие данные для исследования в соответствии с [1, 113,114]:

Класс бетона В40; $E_b = 3,6 \cdot 10^4$ МПа; $R_{b,n} = 29$ МПа; $R_b = 22$ МПа;

$\varepsilon_{b,red} = 0,0015$; арматура класса А500; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; $R_s = 435$ МПа

$A_s = 0,000804 \text{ м}^2$ ($4\phi 16$); $q = 17,4$ кН/м; $M_{crc} = 145,2$ кН.м

В соответствии с (Рисунок 2.10, Рисунок 2.12) задаем следующие геометрические размеры:

$l_0 = 10,6$ м; $l_1 = 0,5$ м; $l = 11,6$ м; $b = 0,2$ м; $h_0 = 0,4$ м;

Расчетная нагрузка на плиту покрытия составляет:

$q = 17,4$ кН/м

Вариант №1

В соответствии с Рисунком 2.13. получим $\Delta = \tan \alpha_1 \cdot F$

где $\tan \alpha_1 = 54 \cdot 10^{-7}$ и $F = x$

Первое приближение

По формуле (2.52) определим приведенную жесткость плиты в сечении плиты над опорой «В» при $M_B = 2M_{crc}$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_B} = 0,6$$

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,6} = 3,33 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b,red}} = \frac{29}{0,0015} = 1,93 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

$$\alpha_{s1} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}} = \frac{3,33 \cdot 10^5}{1,93 \cdot 10^4} = 17,25$$

$$\alpha_{s1} \cdot A_s = 0,139$$

$$S_b = \alpha_{s1} \cdot S_s$$

$$\frac{b \cdot x_m^2}{2} = \alpha_{s1} \cdot A_s (h_0 - x_m)$$

$$0,1x_m^2 + 0,139x_m - 0,0056 = 0$$

$$\text{отсюда } x_m = 0,176 \text{ м}$$

$$J_{red} = J_b + \alpha_{s1} \cdot J_s = \frac{b \cdot x_m^3}{3} + (h_0 - x_m)^2 = 0,00106 \text{ м}^4$$

$$EJ = E_{b,red} \cdot J_{red} = 1,93 \cdot 10^4 \cdot 0,00106 = 20,5 \text{ МН} \cdot \text{м}^2 = 20500 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

По формуле (2.58) определим усилия опоре «В»

$$x = \frac{\int_0^l M_f \cdot M_1 \cdot dx}{\int_0^l M_1 \cdot M_1 \cdot dx + \tan \alpha \cdot EJ} = \frac{1137}{2,73 + 54 \cdot 10^{-7} \cdot 20500} = 400,35 \text{ кН}$$

$$M_B = M_1 \cdot x + M_f$$

$$M_B = -0,5 \cdot 400,35 + 48,3 = -151,875 \neq 2M_{crc}$$

Второе приближение

определим приведенную жесткость плиты в сечении плиты над опорой «В» при $M_B = 1,5M_{crc}$

$$EJ = 23964 \text{ кН.м}^2$$

По формуле (2.58) определим усилия опоре «В»

$$x = \frac{\int_0^l M_f \cdot M_1 \cdot dx}{\int_0^l M_1 \cdot M_1 \cdot dx + \tan \alpha \cdot EJ} = \frac{1137}{2,73 + 54 \cdot 10^{-7} \cdot 23964} = 397,55 \text{ кН}$$

$$M_B = M_1 \cdot x + M_f$$

$$M_B = -0,5 \cdot 397,55 + 48,3 = -150,475 \neq 1,5M_{crc}$$

Третье приближение

определим приведенную жесткость плиты в сечении плиты над опорой «В» при $M_B = M_{crc}$

$$EJ = 38210 \text{ кН.м}^2$$

По формуле (2.58) определим усилия опоре «В»:

$$x = \frac{1137}{2,73 + 54 \cdot 10^{-7} \cdot 38210} = 387,26 \text{ кН}$$

$$M_B = -0,5 \cdot 387,26 + 48,3 = -145,33 \text{ кН.м} \approx M_{crc}$$

Вариант №2

В соответствии с Рисунком 2.13 получим $\Delta = \tan \alpha_2 \cdot F$

где $\tan \alpha_2 = 34 \cdot 10^{-7}$ и $F = x$

Первое приближение

По формуле (2.61) определим приведенную жесткость плиты в сечении плиты над опорой «В» при $M_B = 2M_{crc}$

$$EJ = 23964 \text{ кН.м}^2$$

По формуле (2.58) определим усилия опоре «В»:

$$x = \frac{1137}{2,73 + 34 \cdot 10^{-7} \cdot 20500} = 406,11 \text{ кН}$$

$$M_B = -0,5 \cdot 406,11 + 48,3 = -154,755 \text{ кН.м} \neq 2M_{crc}$$

Второе приближение

По формуле (2.61) определим приведенную жесткость плиты в сечении плиты над опорой «В» при $M_B = M_{crc}$

$$EJ = 38210 \text{ кН.м}^2$$

По формуле (2.58) определим усилия опоре «В»:

$$x = \frac{1137}{2,73 + 34 \cdot 10^{-7} \cdot 38210} = 397,55 \text{ кН}$$

$$M_B = -0,5 \cdot 397,55 + 48,3 = -150,475 \text{ кН.м} \neq M_{crc}$$

Третье приближение

По формуле (2.61) определим приведенную жесткость плиты в сечении плиты над опорой «В» при $M_B = 1,04 M_{crc}$

$$EJ = 37020 \text{ кН.м}^2$$

По формуле (2.58) определим усилия опоре «В»:

$$x = \frac{1137}{2,73 + 34 \cdot 10^{-7} \cdot 37020} = 398,11 \text{ кН}$$

$$M_B = -0,5 \cdot 398,11 + 48,3 = -150,755 \text{ кН.м} \approx 1,04 M_{crc}$$

Вариант №3

В соответствии с Рисунком 2.13 получим $\Delta = \tan \alpha_3 \cdot F$

где $\tan \alpha_3 = 20 \cdot 10^{-7}$ и $F = x$

Первое приближение

По формуле (2.61) определим приведенную жесткость плиты в сечении плиты над опорой «В» при $M_B = M_{crc}$

$$EJ = 38210 \text{ кН.м}^2$$

По формуле (2.58) определим усилия опоре «В»:

$$x = \frac{1137}{2,73 + 20 \cdot 10^{-7} \cdot 38210} = 405,2 \text{ кН}$$

$$M_B = -0,5 \cdot 405,2 + 48,3 = -154,3 \text{ кН.м} \neq M_{crc}$$

Второе приближение

По формуле (2.61) определим приведенную жесткость плиты в сечении плиты над опорой «В» при $M_B = 1,07 M_{crc}$

$$EJ = 35554 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$$

По формуле (2.58) определим усилия опоре «В»:

$$x = \frac{1137}{2,73 + 20 \cdot 10^{-7} \cdot 35554} = 406,07 \text{ кН}$$

$$M_B = -0,5 \cdot 406,07 + 48,3 = -154,74 \text{ кН}\cdot\text{м} \approx 1,07 M_{crc}$$

Результаты исследования приведены в Таблицу 2.2.

Таблица 2.2 – Результаты вариантного исследования оценки эффекта совместного деформирования плит с ригелем

№ варианта	$EJ_{\text{плиты}},$ $\text{кН}\cdot\text{м}^2$	$EJ_{\text{опоры}}$	$X, \text{ кН}$	$M_B, \text{ кН}\cdot\text{м}$	$M_{CP}, \text{ кН}\cdot\text{м}$
Вариант №1	38210	EJ	387,26	-145,33	99,05
Вариант №2	37020	1,3 EJ	398,11	-150,76	93,62
Вариант №3	35554	1,8 EJ	406,07	154,74	89,64

Выводы по исследованию

Изгибающие моменты в плите над опорой в направлении продольного ребра определяются податливостью поперечных стенок стропильной конструкции на вертикальные перемещения точки «В», которые зависят от конфигурации пластин.

Очевидно что, при увеличении момента M_B уменьшается момент M_{CP} , по которому подбирается предварительно напряженная арматура плиты покрытия. Увеличивается сжатие верхнего пояса ригеля в поперечном направлении, что улучшает условие его работы: создается эффект обоймы, улучшается сцепление монолитного бетона с ребристыми плитами.

2.7. Вычислительное исследование поведения железобетонных плит при совместном деформировании с ригелем

Расчет выполнен с помощью проектно-вычислительного комплекса SCAD. Комплекс реализует конечно-элементное моделирование статических и динамических расчетных схем, проверку устойчивости, выбор невыгодных сочетаний усилий, подбор арматуры железобетонных конструкций, проверку несущей способности стальных конструкций [60].

Задаем в программном комплексе SCAD Office 11.5 железобетонные плиты как плоские элементы, опирающиеся на ригель в двух точках (Рисунок 2.14), что обеспечивает жесткое соединение с ним. Зададим равномерно распределенную нагрузку на плиты.

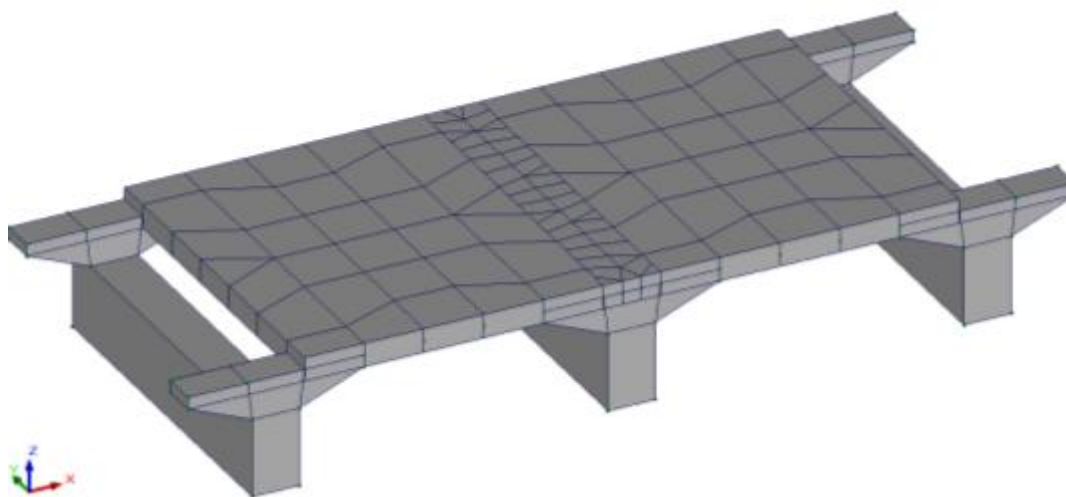


Рисунок 2.14 – Пространственная схема модели жесткого сопряжения плит покрытия с ригелем

Расчетная схема модели сопряжения плит с ригелем показана на (Рисунок 2.15). Полная расчетная распределенная нагрузка на плиту составляет $q = 6,105 \text{ кН/м}^2$, полученная в соответствии с [116].

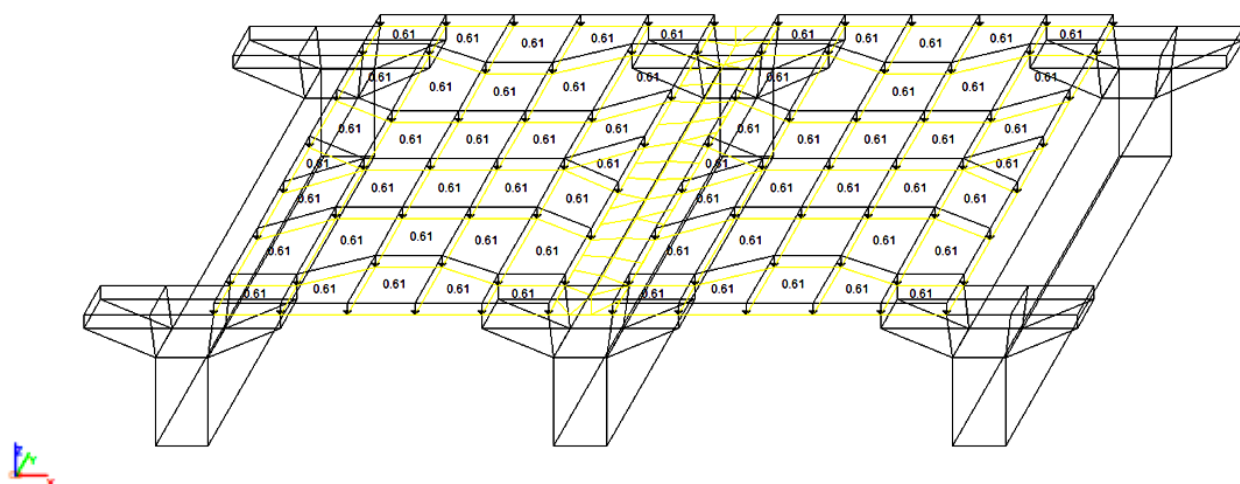


Рисунок 2.15 – Расчетная схема модели сопряжения плит покрытия с ригелем

В результате статического расчета видно участие плит в работу ригеля. При загрузении плит ригель получает сжимающие напряжения по длине. Благодаря жесткому сопряжению плит с ригелем эти напряжения передаются на торцевое ребро плиты что, приводит к совместному деформированию ригеля с торцевым ребром, что включает его в работу ригеля. Схема совместного деформирования плит с ригелем показана на Рисунке 2.16.

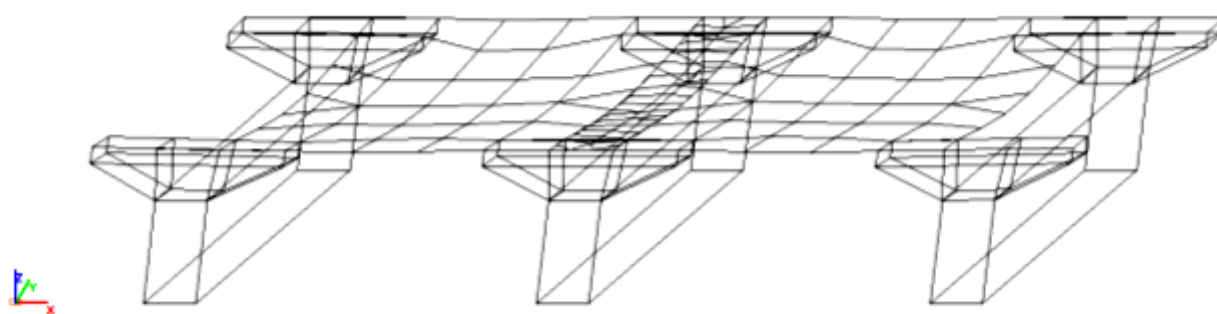


Рисунок 2.16 – Деформированная схема плит с ригелем

Отображаем результаты расчета в виде изополей напряжений (Рисунки 2.17, 2.18, 2.19).

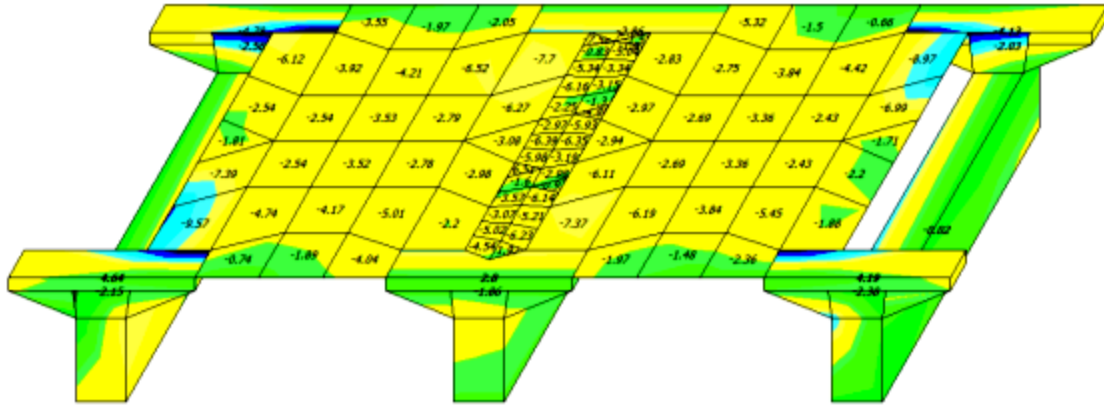


Рисунок 2.17 – Схема изополей напряжений N_x (т/м²)

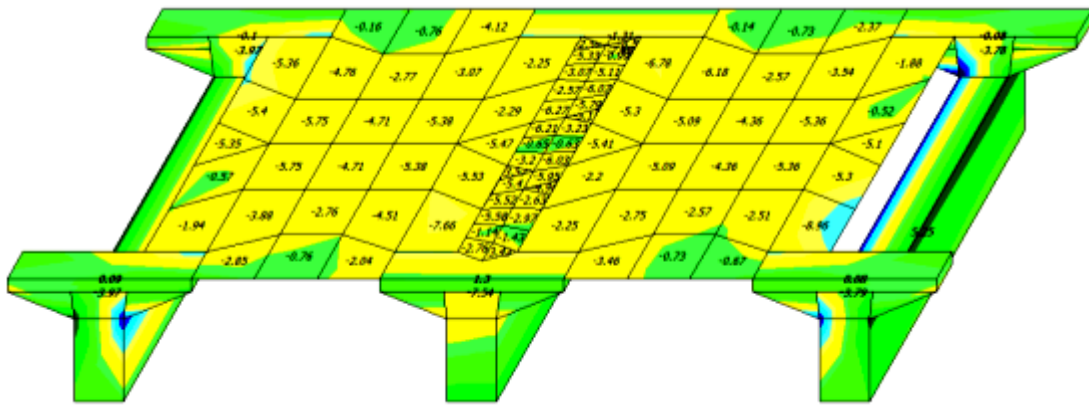


Рисунок 2.18 – Схема изополей напряжений N_y (т/м²)

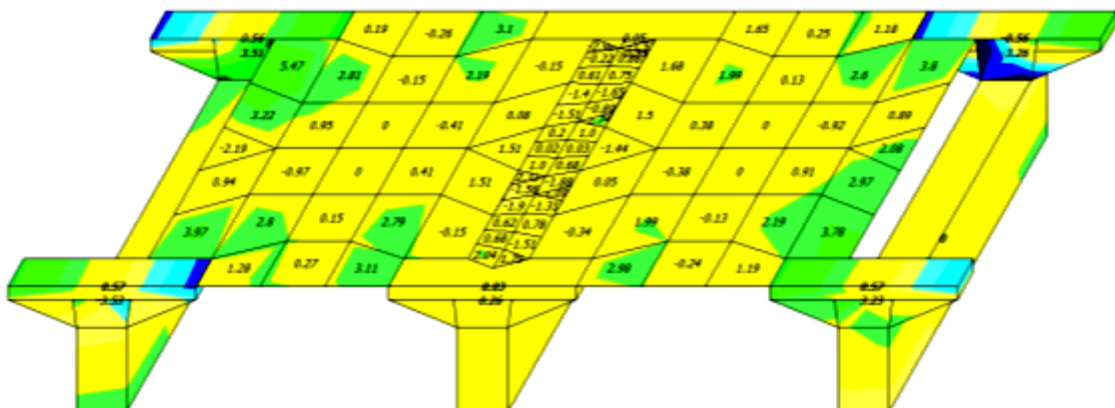


Рисунок 2.19 – Схема изополей напряжений T_{xy} (т/м²)

Для исследования эффекта влияния жесткости опорных стенок на

работу плит, увеличиваем жесткости опорных стенок в 1,8 раз и сравним вариантов.

Отображаем результаты расчета варианта №1 без увеличения жесткости опорных стенок (Рисунок 2.20, 2.21).

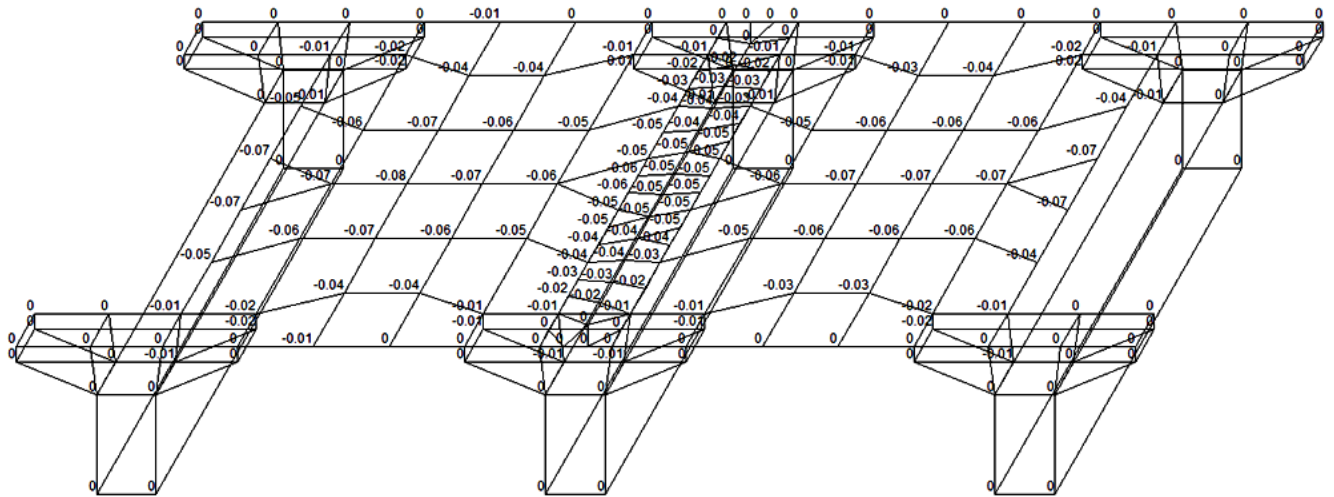


Рисунок 2.20 – Схема вертикальных перемещений, мм
(первый вариант)

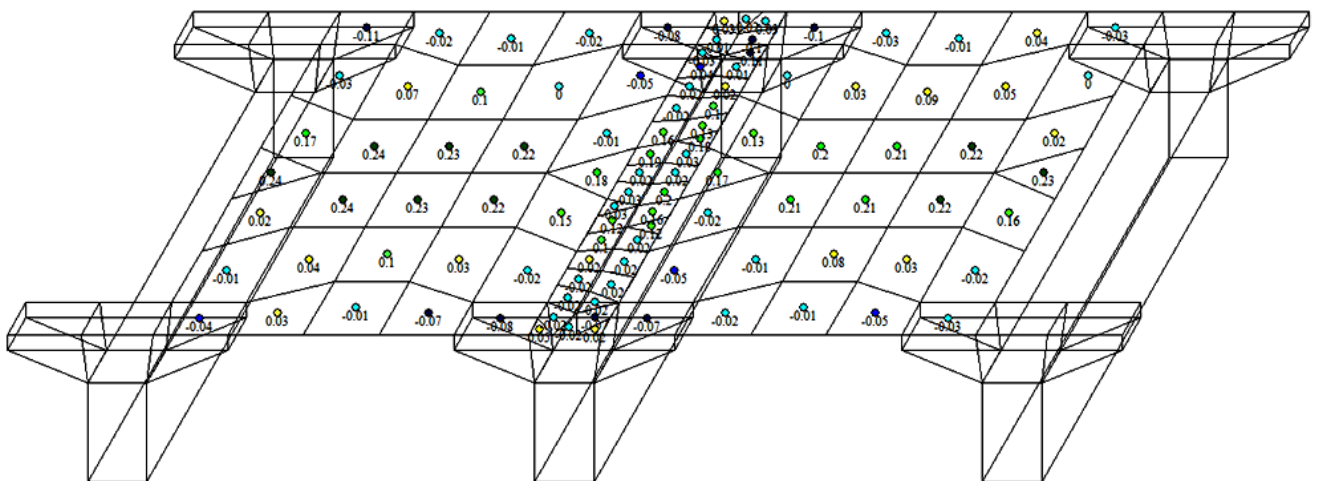


Рисунок 2.21 – Схема изополей изгибающих моментов M_y (т.М/м)
(первый вариант)

Отображаем результаты расчета варианта №2 с увеличением жесткости опорных стенок (Рисунок 2.22, 2.23).

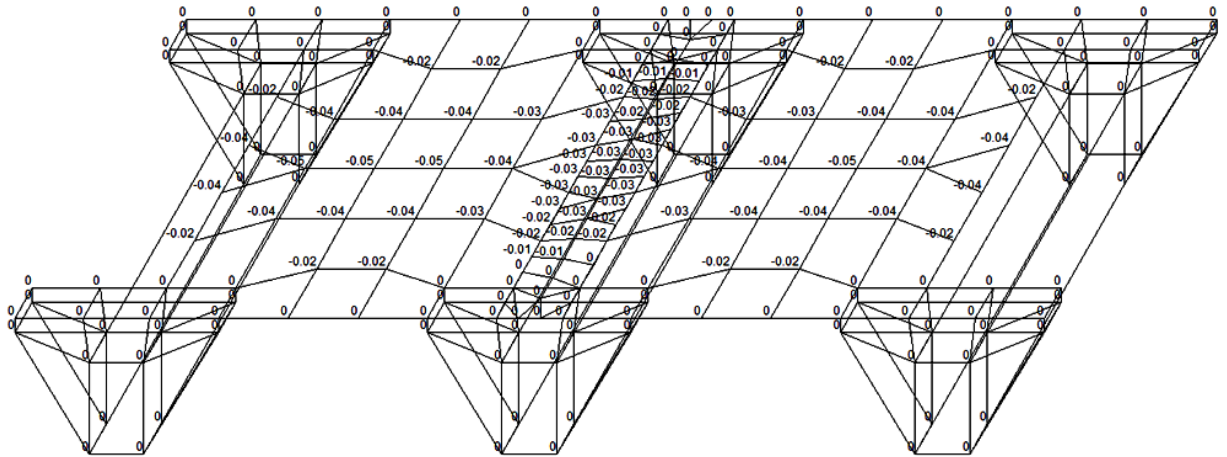


Рисунок 2.22 – Схема вертикальных перемещений, мм
(второй вариант)

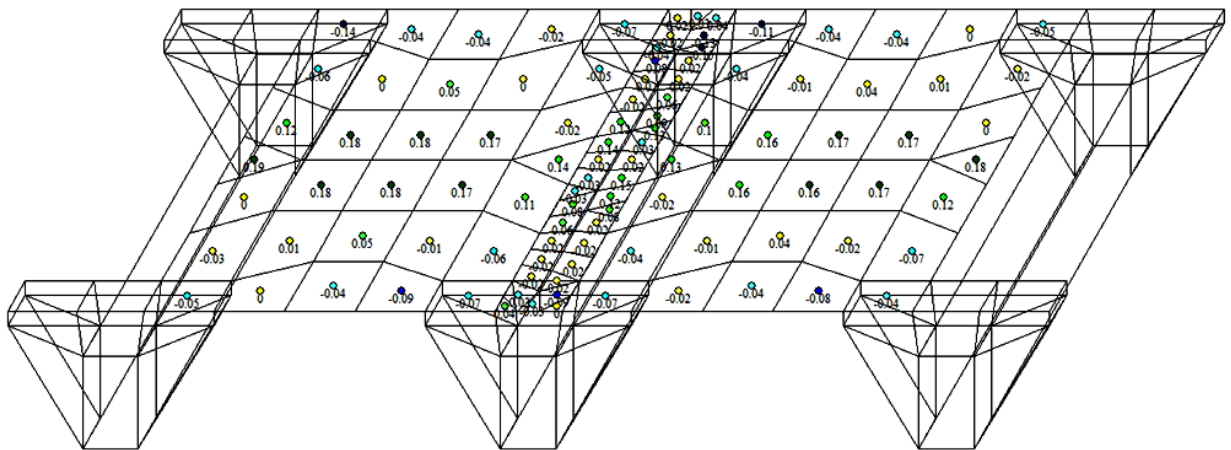


Рисунок 2.23 – Схема изополей изгибающих моментов M_y (т.М/м) (второй вариант)

Выводы по результатам вычислительного исследования

- Плиты работают по неразрезной схеме, т.к. их опирание на опорные стенки ригеля производится в двух точках, что обеспечивает их жесткого соединения с ригелем;

- При загрузении плит равномерно распределенной нагрузкой в зоне сопряжения плит со средним ригелем возникают сжимающие напряжения, максимальные у ригеля и торцевого ребра плиты и уменьшаются в сторону середины пролета плиты, что приводит к участию торцевого ребра плиты в работу ригеля;

2.8. Выводы по главе 2

1. При расчёте элементов покрытия с предложенной сборно-монолитной стропильной конструкцией необходимо учитывать влияние сдвигающих усилий, возникающих в зоне контакта с торцевыми ребрами плит и в местах соединения закладных деталей на опорных стенках с продольными ребрами, деформативность продольного и торцевого ребра плиты покрытия, деформативность опорных стенок стропильной конструкции и условия закрепления плит покрытия в составе диска.

2. При расчете сборно-монолитной стропильной конструкции новой формы необходимо учитывать сдвигающие усилия, возникающие в зоне контакта с торцевыми ребрами плит и в местах соединения закладных деталей на опорных стенках с продольными ребрами.

3. Предлагаемая сборно-монолитная стропильная конструкция и жесткое соединение ее с ребристыми плитами позволяет уменьшить расход предварительно напряженной арматуры плиты на 50 % при шаге стропильных конструкций 12 м по сравнению с типовыми решениями диска покрытия. При этом уменьшается высота покрытия в целом на 1-2 м у середины пролета стропильной конструкции при пролете 24 м, а также высота и масса сборной части стропильной конструкции, что уменьшает трудоемкость ее транспортирования и монтажа.

4. С помощью расчётного комплекса "SCAD office " было осуществлено моделирование процесса деформирования торцевых ребер плит с учетом жесткого сопряжения с ригелем при двух вариантах жесткостей ригеля и подтверждено влияние жесткости ригеля на работу плит покрытия. При шаге стропильных конструкций 12 м, увеличение жесткости опорных стенок на 80 % приводит к уменьшению изгибающего момента в середине пролета плиты на 9,4%.

ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОВМЕСТНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ СТРОПИЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ С ПЛИТАМИ ПОКРЫТИЯ

3.1. Цели и задачи экспериментальных исследований

Данная экспериментальная работа представляет исследование поведения плит покрытия и верхнего пояса стропильной конструкций при их жестком соединении и совместном деформировании [144].

Цели экспериментального исследования:

- Разработать экспериментальную методику определения деформативности и трещиностойкости железобетонных ребристых плит при совместной работе с ригелем.
- Разработать рекомендации по проектированию сборно-монолитных стропильных конструкций на основе результатов экспериментальных исследований.
- Подтверждение надежности соединения ребристых плит с монолитной частью верхнего пояса стропильной конструкции;
- Экспериментально оценить разгружающего эффекта совместного деформирования плит покрытия и стропильной конструкции.

3.2. Описание исходных материалов, размеров и конструкций модели жесткого соединения плит покрытия с верхним поясом стропильной рамы

Изготовление двух моделей проводилось по предварительно составленной программе экспериментального исследования с учетом возможностей испытательных приборов.

Для экспериментальных исследований совместной работы плит покрытия с верхним поясом стропильной конструкции были изготовлены 2 модели, каждая из которых состоит из железобетонной балки таврового сечения в качестве ригеля, к ней жестко присоединяются опорные стенки с шагом 1500 мм и 4 плиты, которые опираются на стенки ригеля и крепятся к ним сваркой закладных металлических деталей в двух точках. Жесткое соединение плит со стенками и между собой обеспечивается силами сцепления бетона и выпусками арматуры, предусмотренными из ригеля и из ребристых плит.

Ширина и размеры поперечного сечения модели плиты над опорой (стенка ригеля) подобраны аналогично серии 1.465.1-15 Выпуска 5 в масштабе 1:2, а оставшейся часть плиты служит только нагрузкой для создания требуемых усилий в опорной части модели плиты соответствующих усилиям в реальной плите.

Размеры модели ребристой плиты в плане 1600x1490 мм. Длина опорной части модели плиты составляет 500 мм, в пролете – 1100 мм, высота – 225 мм.

Опалубка модели плиты выполнена из фанеры марки «ОСП» толщиной 9 мм и деревянных брусков 50x50 мм (Рисунок 3.1)



Рисунок 3.1 – Материалы для устройства опалубки плит и ригеля

Опалубочные размеры модели плиты даны на Рисунке 3.2

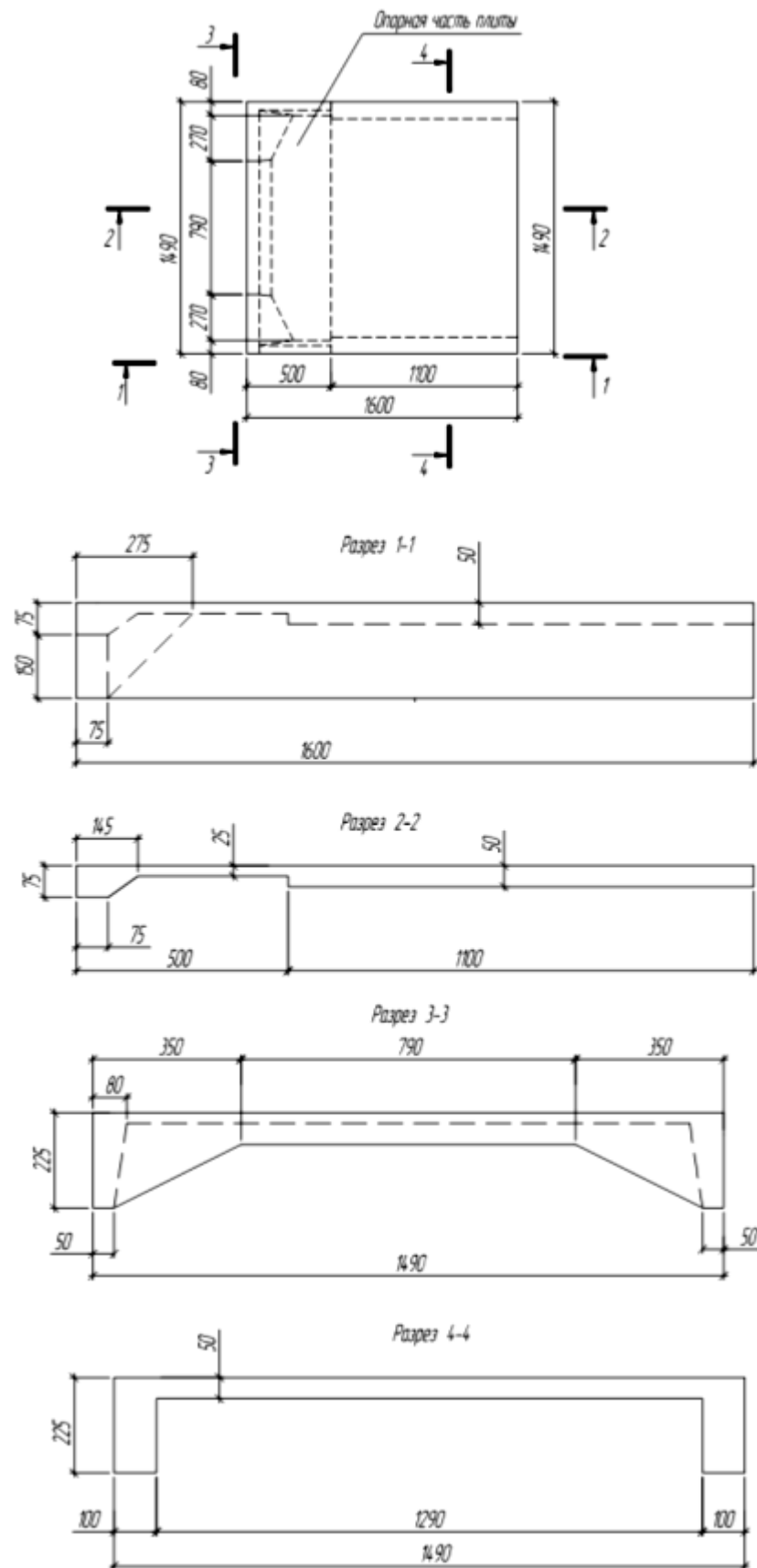


Рисунок 3.2 – Опалубка модели ребристой плиты

Для экспериментальных исследований принят бетон компании ООО «Мегалит» Владимирской области по производству товарных бетонов с классом прочности В25 подтвержденным испытанием и в соответствии с [43, 44]. Арматура $\Phi 8, 10, 16$ класса А400 и арматура $\Phi 4$ класса В500 в соответствии с [45, 47].

Расчет армирования модели ребристой плиты производится из расчета изгибаемого элемента на прочность исходя из условий [3, 54, 113, 114]:

$$\begin{cases} R_b \cdot \xi \cdot b \cdot h_0 = R_s A_s \\ M \leq R_b \cdot \alpha_m \cdot b \cdot h_0^2 \end{cases} \quad (3.1)$$

где ξ – относительная высота сжатой зоны;

$$\alpha_m = \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) \quad (3.2)$$

Поперечное расчетное сечение плиты показано на Рисунке 3.3.

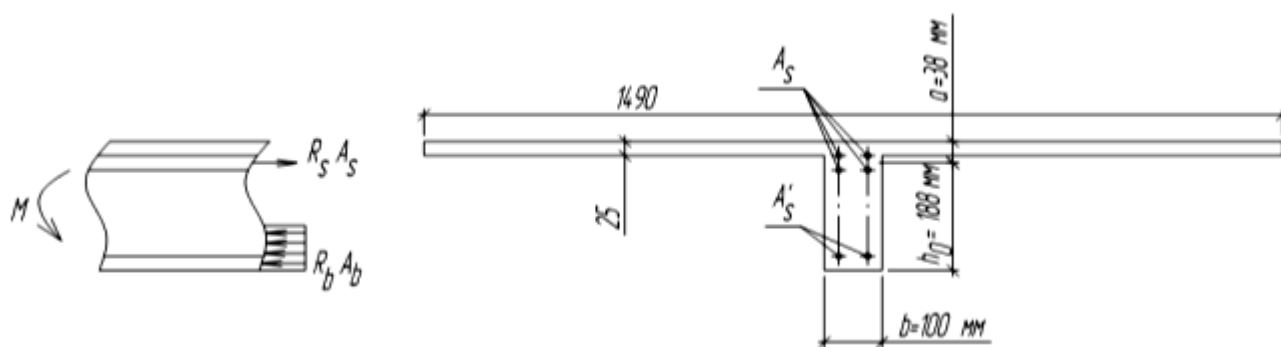


Рисунок 3.3 – Поперечное расчетное сечение модели ребристой плиты

Согласно расчету на прочность устанавливаем продольную арматуру $4\Phi 10$ А400 ($A_s = 3,14 \text{ см}^2$) в растянутой зоне по $2\Phi 10$ А400 в каждом продольном ребре.

Для восприятия поперечной силы устанавливаем поперечную арматуру из $\Phi 4$ В500 с шагом 100 мм в пролете, а с шагом 50 мм над опорой.

Торцевое ребро армируем аналогично серии 1.465.1-15 Выпуска 5 из каркаса $2\Phi 8$ АIII с поперечными стержнями $\Phi 4$ В500 с шагом 50 мм. Схема армирования элементов модели ребристой плиты показана на Рисунке 3.4.

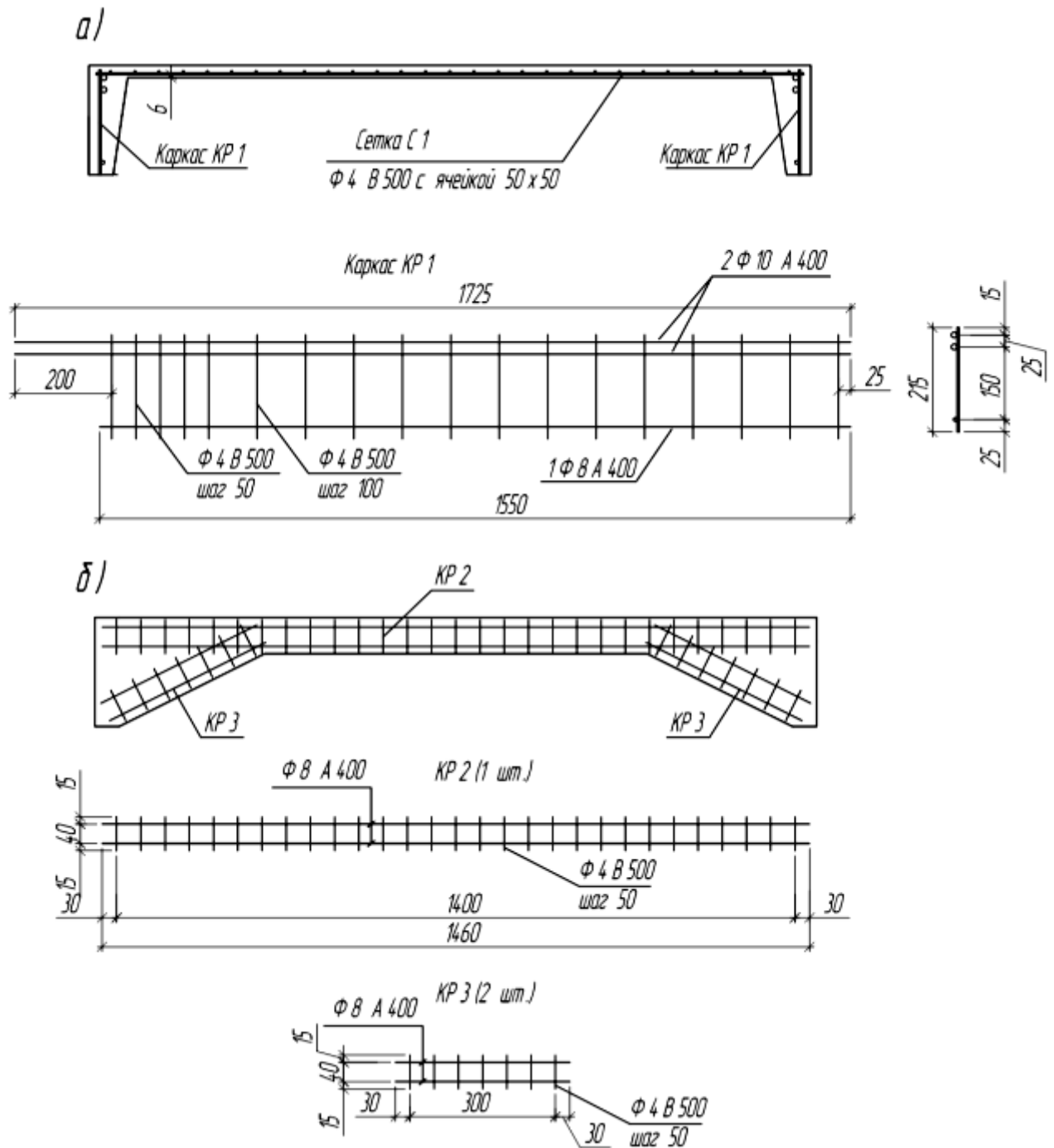


Рисунок 3.4 – Армирование модели ребристой плиты; а- армирование полки и продольного ребра; б- армирование поперечного ребра

Размеры поперечного сечения модели ригеля с опорными стенками подобраны в соответствии с размерами верхнего пояса стропильной конструкции со стенками опирания плит с масштабом 1:2 [46]. Опалубочные размеры модели ригеля с опорными стенками отражены на Рисунке 3.5.

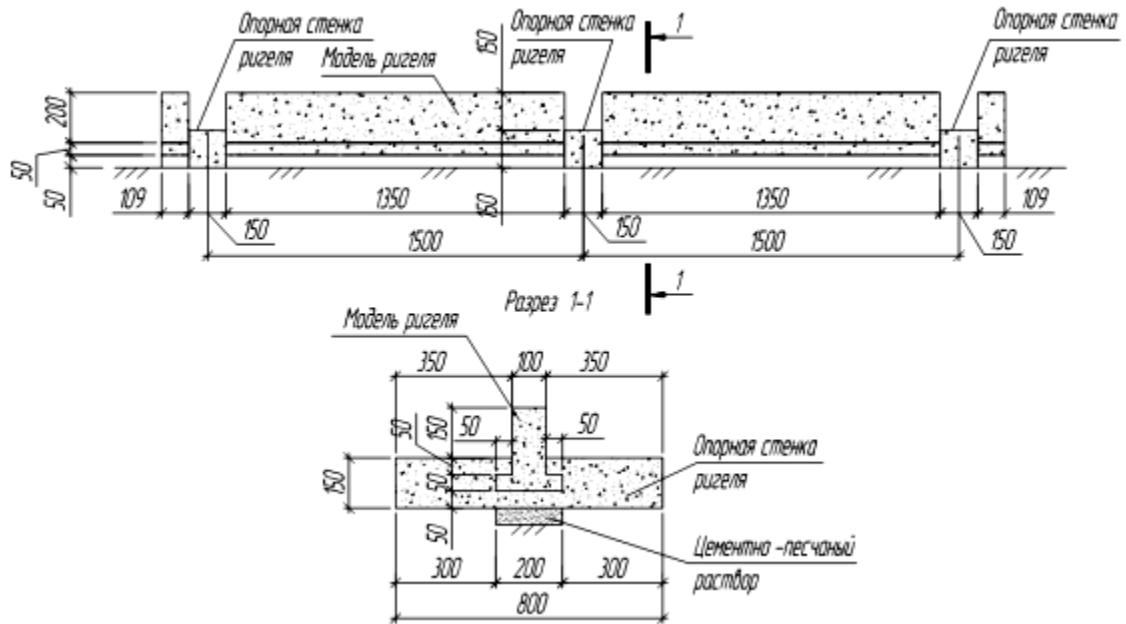


Рисунок 3.5 – Опалубка модели ригеля с опорными стенками для опирания ребристых плит

Армирование модели опорных стенок ригеля производим из расчета изгибаемого элемента на прочность [66, 67, 113, 114]. Принимаем 3φ16 арматуры А500 с $A_s = 6,03$.

Схема армирования модели ригеля со стенками приведено на Рисунке 3.6.

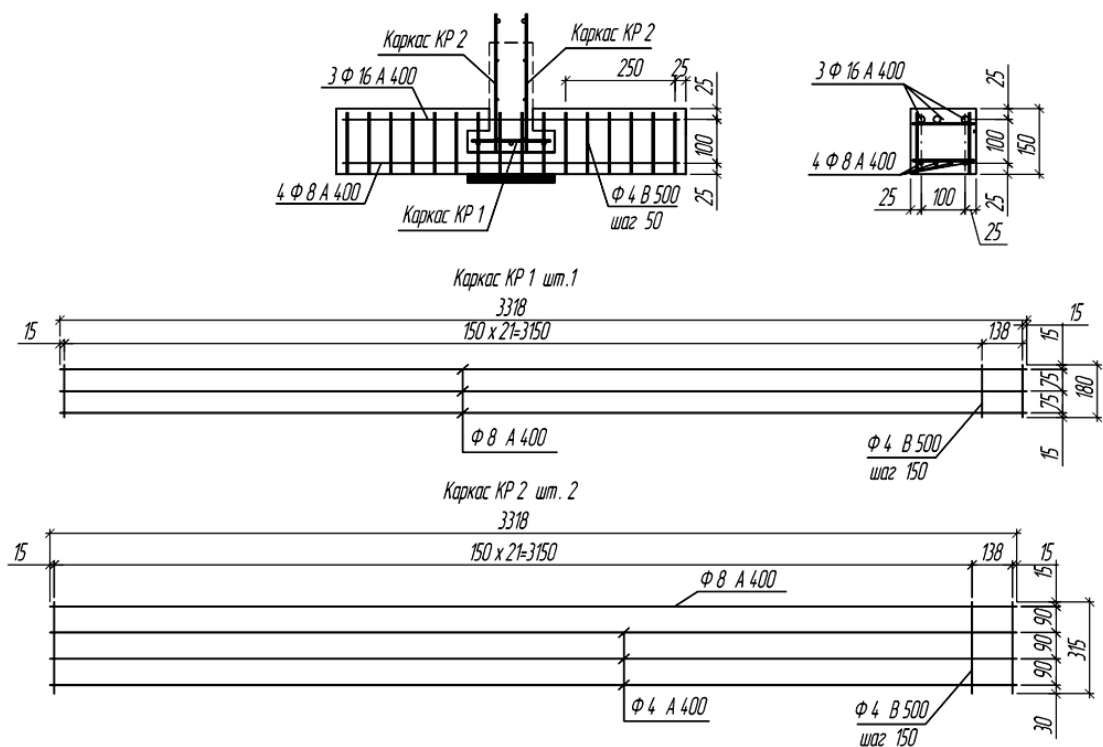


Рисунок 3.6 – Армирование модели ригеля с опорными стенками

В лаборатории кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения» ВлГУ были разработаны две модели жесткого узла соединения верхнего пояса ригеля с плитами покрытия. Элементы модели плит и верхнего пояса ригеля разработаны отдельно. Опалубки плиты и ригеля показаны на Рисунках 3.7, 3.8. Работы по изготовлению арматурных сеток и каркасов [120,121,127] изображены на Рисунках 3.9 - 3.17. После распалубки, все отдельные элементы одной модели были собраны таким образом, чтобы образовать жесткий узел, соединяющий плиты с верхним поясом ригеля соответствующий реальный узел опирания плит на стропильную конструкцию с масштабом 1:2



Рисунок 3.7 – Устройство опалубки модели плиты



Рисунок 3.8 – Устройство опалубки модели ригеля с опорными стенками



Рисунок 3.9 – Плоский каркас для армирования продольного ребра плиты



Рисунок 3.10 – Арматурные сетки с ячейками 50x50 мм для армирования полок плит



Рисунок 3.11 – Соединение элементов каркаса вязальной проволокой



Рисунок 3.12 – Сварка элементов пространственного каркаса
опорных стенок ригеля



Рисунок 3.13 – Плоский каркас для армирования торцевого ребра плиты



Рисунок 3.14 – Работы по изготовлению арматурных изделий



Рисунок 3.15 – Армирование торцевых и продольных ребр плиты



Рисунок 3.16 – Армирование полки плиты



Рисунок 3.17 – Армирование ригеля с опорными стенками

Бетонирование плит и ригеля производится в соответствии с требованиями [39, 114] к бетону и его составляющим и к технологическому процессу. Бетонирование плит и ригеля осуществилось с помощью вибратора для уплотнения бетона (Рисунок 3.18 - 3.19).



Рисунок 3.18 – Бетонирование плиты с помощью вибратора
для уплотнения бетона

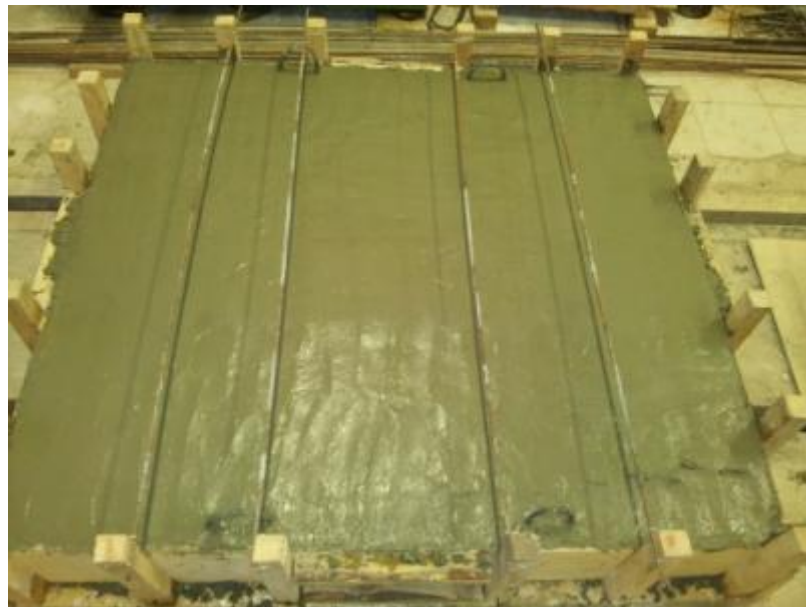


Рисунок 3.19 – Бетонированная плита

Плиты опираются на опорные стенки ригеля и крепятся к ним в двух точках с помощью закладных деталей с одного конца плиты, а с другой стороны опираются на временные опоры, высоты которых можно регулировать так, что

можно постепенно ее укоротить. Выпуска арматуры продольных ребер плит приварились между собой в пространстве между плитами и верхним поясом ригеля затем, это пространство заполнилась монолитным бетоном по несъемной опалубке (Рисунки 3.20, 3.21, 3.22)



Рисунок 3.20 – Модель сопряжения плит с ригелем



Рисунок 3.21 – Узел сопряжения плит с ригелем



Рисунок 3.22 – Две модели сопряжения плит с ригелем

3.3. Методика проведения эксперимента

Экспериментальные исследования включали в себя решение следующих задач:

- Создание экспериментальной модели, состоящей из четырех ребристых плит, имеющих жесткое соединение с ригелем;
- Разработка установки для равномерного нагружения модели;
- Подготовка и установка измерительных приборов и оборудования с целью регистрации относительных линейных и угловых деформаций, возникающих при совместной работе плит с ригелем;
- Тарирование гидронасосной станции;
- Ступенчатое нагружение модели с интервалом 10 кН [102];
- Обработка полученных результатов.

Эксперимент был выполнен в лаборатории кафедры «строительные конструкции здания и сооружения» Владимирского государственного

университета с использованием следующих измерительных приборов и испытательного оборудования:

- Гидростанция для управления гидроцилиндра грузоподъемностью 500 кН.
- Пресс испытательный с круговым индикатором модель УЕ-600.
- Динамометр образцовый (сжатия) ДОС-100.
- Прогибомер типа 6-ПАО с ценой деления 0,01 мм.
- Многоканальный измерительный комплекс TDS-530.
- Дачки тензометрического типа (45 шт.) на базе 20 мм с сопротивлением 120 Ом.
- Отсчетный микроскоп МПБ-2.

Для измерения линейных и угловых деформаций сечения продольного ребра плиты в местах сопряжения плит с ригелем, угловых деформаций диска покрытия в направлении ригеля и измерения прогиба ригеля в середине пролета, были установлены прогибомеры типа 6-ПАО с ценой деления 0,01 мм. (Рисунок 3.23).

Для регистрации относительных деформаций монолитной части ригеля, торцевого ребра и часть полки плиты были приклеены к поверхности плит и ригеля 3 ряда тензорезисторов по 15 штук в каждом ряду (3 на ригеле и 12 на плите) (Рисунок 3.24).



Рисунок 3.23 – Прогибомер типа 6-ПАО с ценой деления 0,01 мм



Рисунок 3.24 – Установка тензорезисторов типа 1G3W 120 Ом

Для измерения ширины раскрытия трещин в местах сопряжение плит с монолитным бетоном ригеля, были поставлены гипсовые маяки поперек ригеля и использован отсчетный микроскоп МПБ-2.

Для тарирования гидронасосной станции с гидроцилиндром были использованы динамометр образцовый (сжатия) ДОС-100 с индикатором часового типа и испытательный пресс (Рисунок 3.25). При тарировании гидронасосной станции были учтены температурные воздействия окружающей среды [42]. График тарирования гидронасосной станции представлен на Рисунке 3.26.



Рисунок 3.25 – Тарирование гидронасосной станции

Загружение плит с ригелем производится с помощью гидронасосной станции, передавая нагрузку от гидроцилиндра через металлическую установку на плиты (Рисунок 3.27.).

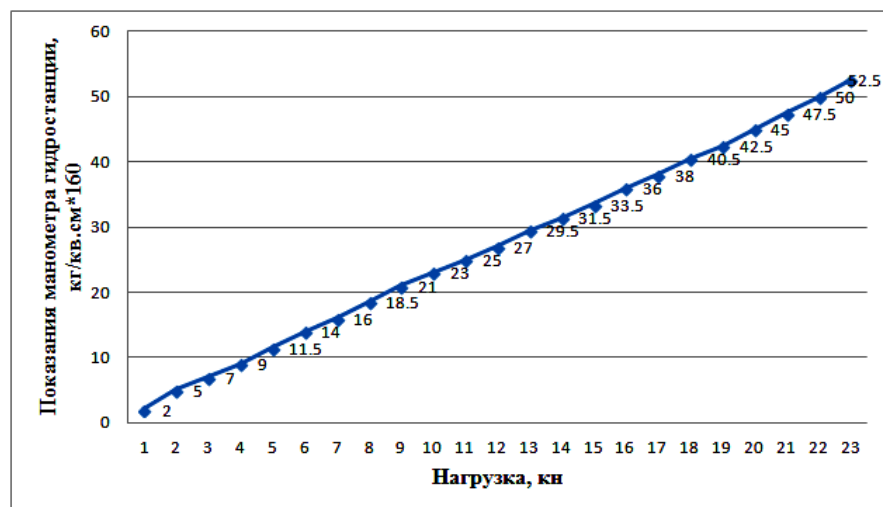


Рисунок 3.26 – График тарирования гидронасосной станции



Рисунок 3.27 – Общий вид металлической установки для загрузки плит

3.4. Экспериментальные исследования деформаций железобетонных плит и приведенного верхнего пояса стропильной рамы тензометрическим методом

Для экспериментального исследования эффекта совместного деформирования плит покрытия и стропильной конструкции, необходимо определить относительных деформаций, возникающих в верхнем поясе ригеля и плите покрытия в зоне их сопряжения под действием испытанных нагрузок, Схема расположения тензорезисторов (45 шт.) и прогибомеров (7 шт.) показана на Рисунке 3.28.

В соответствии с [69] находим изгибающий момент в сечении ригеля, проходящее через тензорезистора (Т23) с абсолютной деформацией $\varepsilon_x = 204 \cdot 10^{-6}$ при загрузении 130 кН.

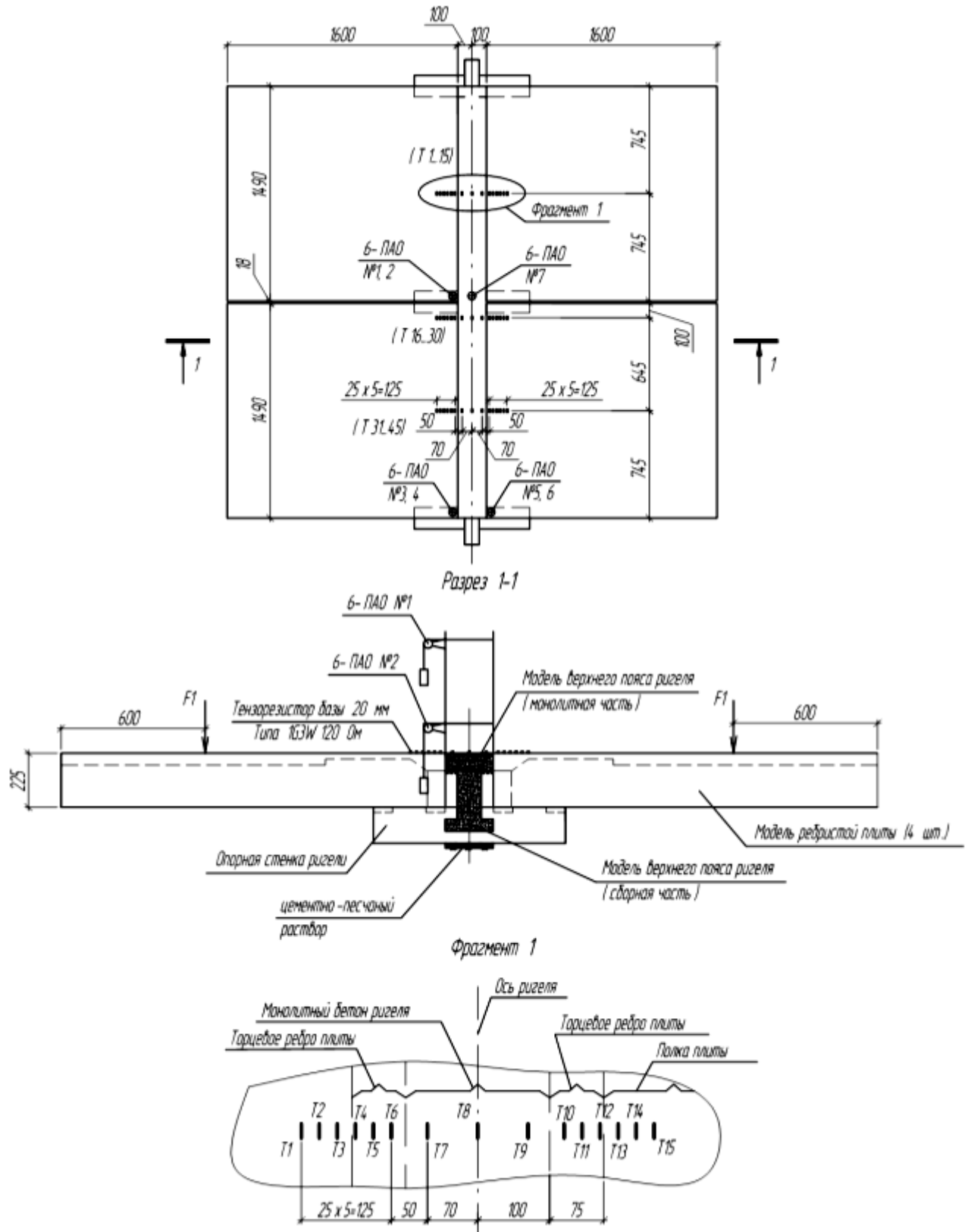


Рисунок 3.28 – Схема расположения испытательных приборов

На Рисунке 3.29 представлены эпюры изгибающих моментов ригеля без учета и с учетом совместной работы с плитами при сосредоточенной нагрузке 130 кН и максимальном прогибе -7,9 мм. Изгибающий момент в расчетном сечении ригеля с учетом взаимодействия с плитами на 65,57 % ниже, чем в ригеле без учета совместной работы.

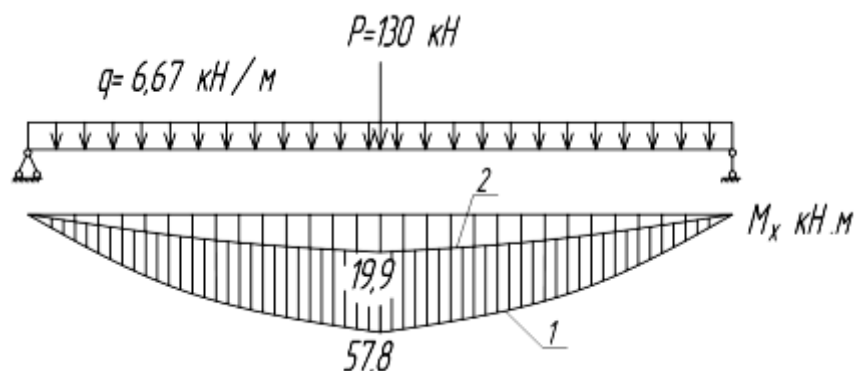


Рисунок 3.29 - Эпюры изгибающих моментов ригеля: 1) без учета совместной работы с плитами; 2) с учетом совместной работы с плитами.

При нагрузке 130 кН рост прогиба ограничивается у середины пролета ригеля. Гистограмма, характеризующая углы поворота крайних и средних продольных ребер плит, показана на Рисунке 3.30.

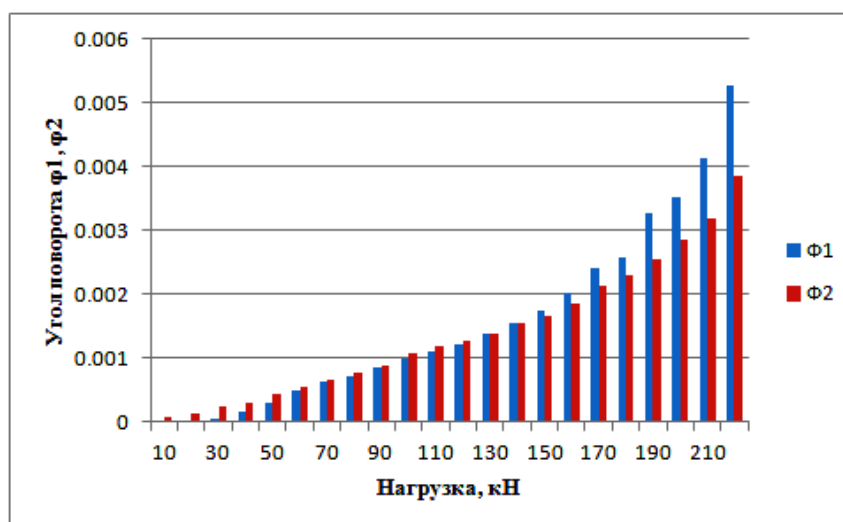


Рисунок 3.30 – Гистограмма, характеризующая углы поворота продольных ребер плит: φ1 – угол поворота среднего ребра; φ2 – угол поворота крайнего ребра

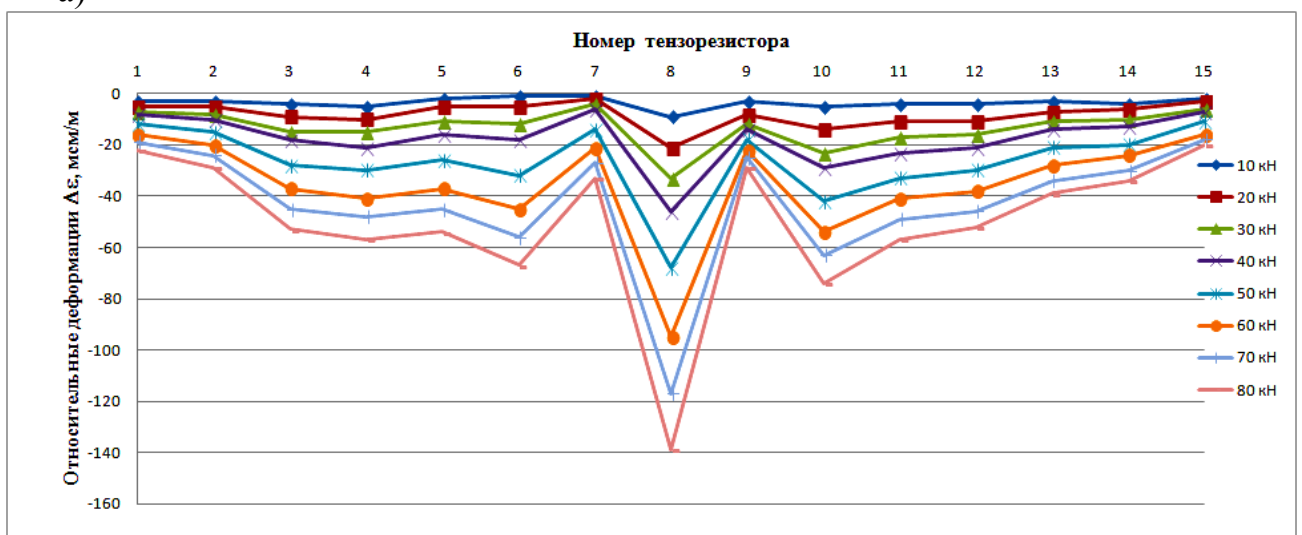
Из Рисунка 3.30 видно, что угловые деформации крайних продольных ребер плит до достижения максимального прогиба ригеля больше, чем в средних ребрах: на 50% при загрузении 40 кН; на 3,5% при загрузении 120 кН.

При достижении максимального прогиба ригеля угловые деформации средних ребер больше, чем в крайних ребрах: на 4,8% при загрузении 140 кН; на 27% при загрузении 220 кН.

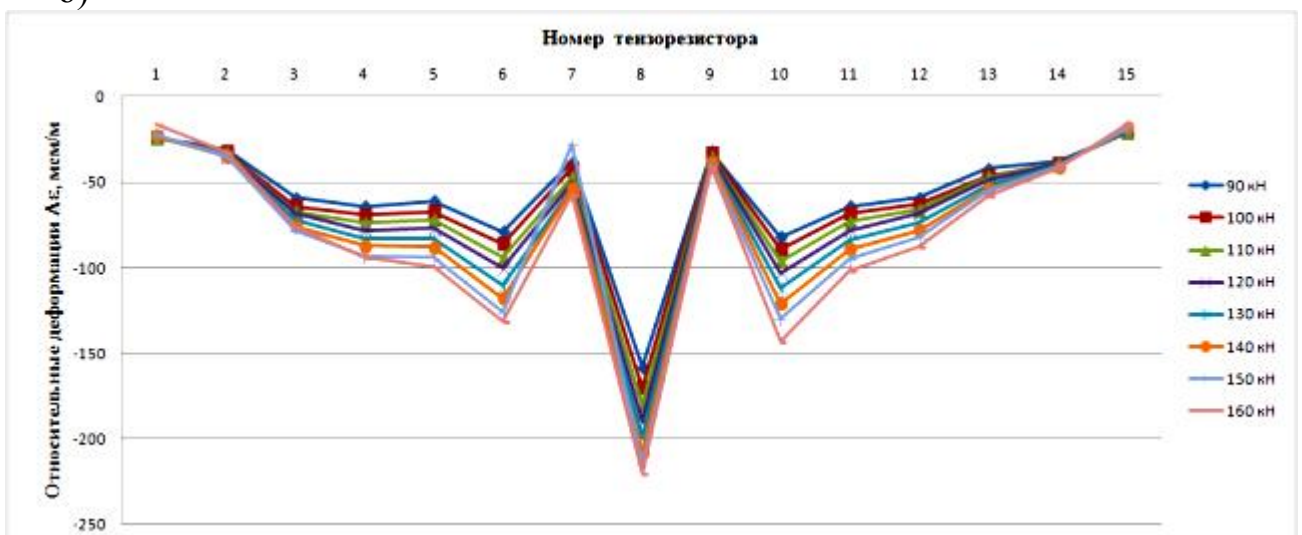
Это свидетельствует о том, что крайние продольные ребра плит работают в наиболее тяжелых условиях и предельные усилия достигают максимальные значения в местах их соединения с ригелем.

Результаты исследования относительных линейных деформаций представлены на Рисунке 3.31 по показаниям тензорезисторов.

а)



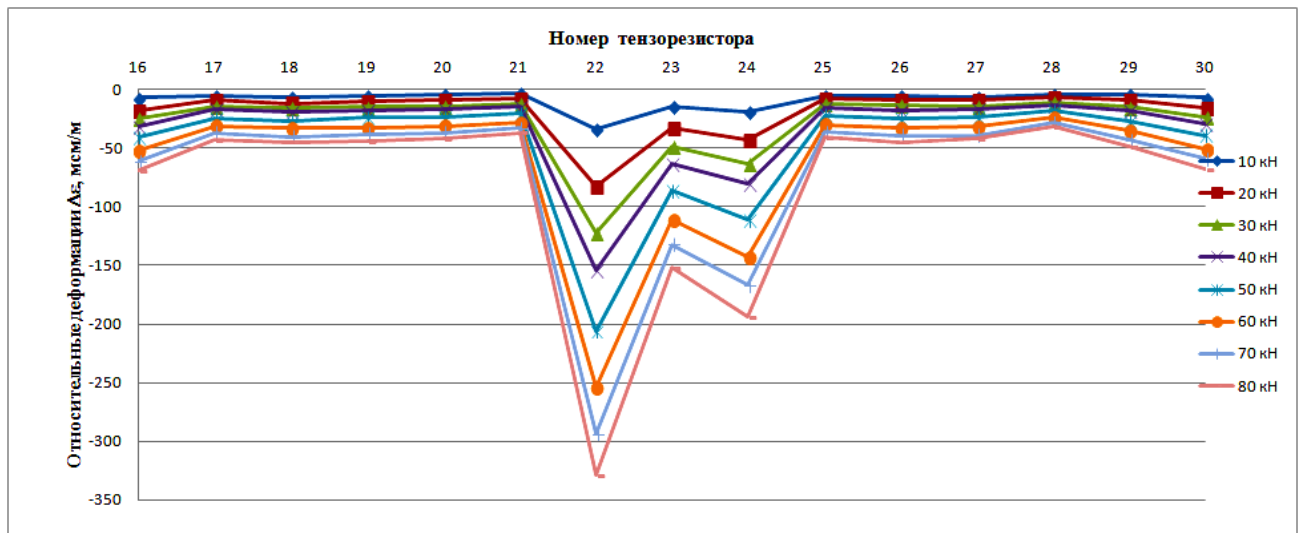
б)



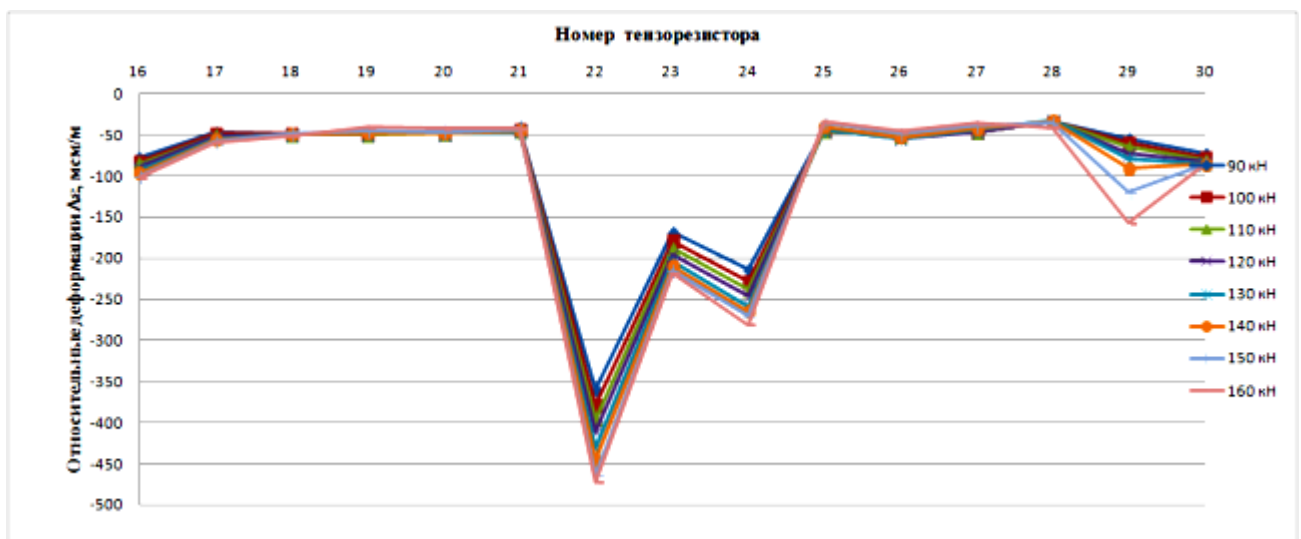
В)



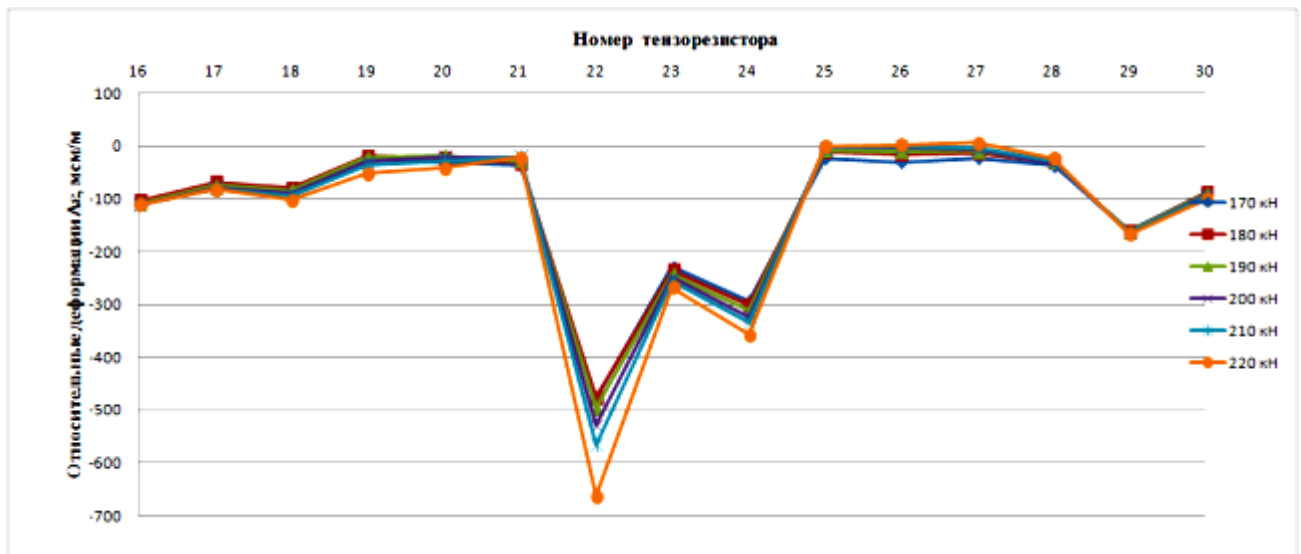
Г)



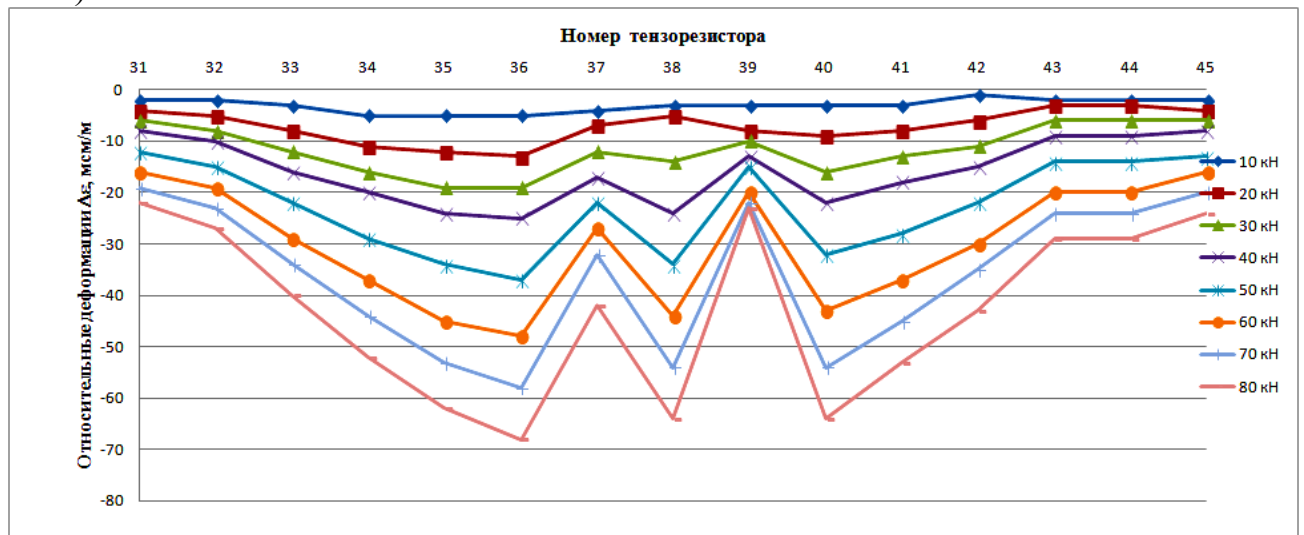
Д)



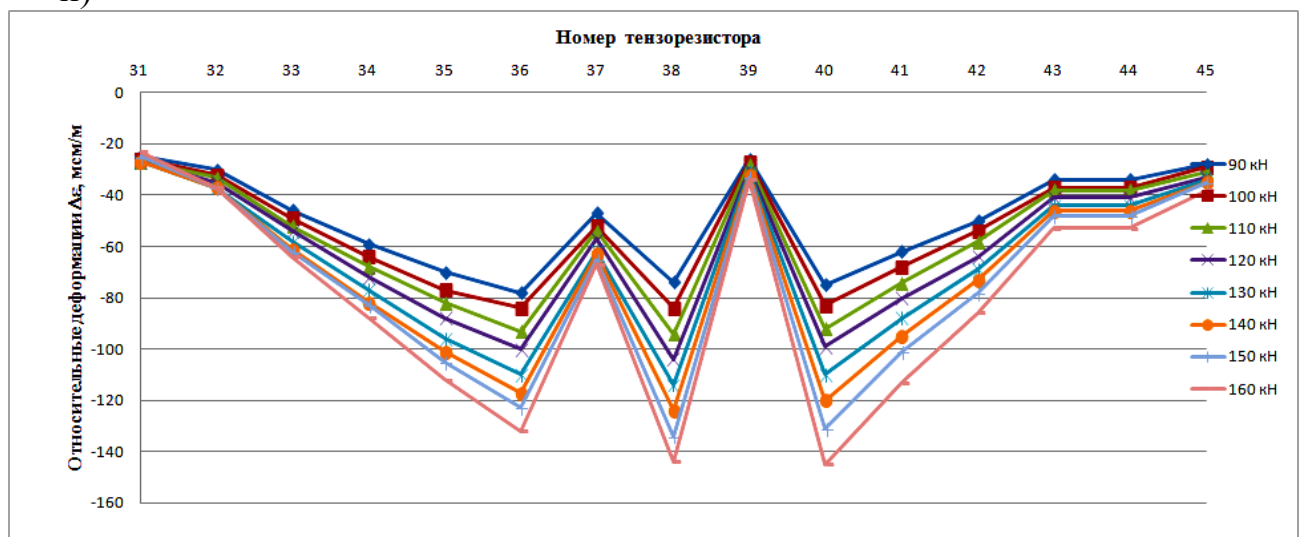
Ж)



З)



И)



к)

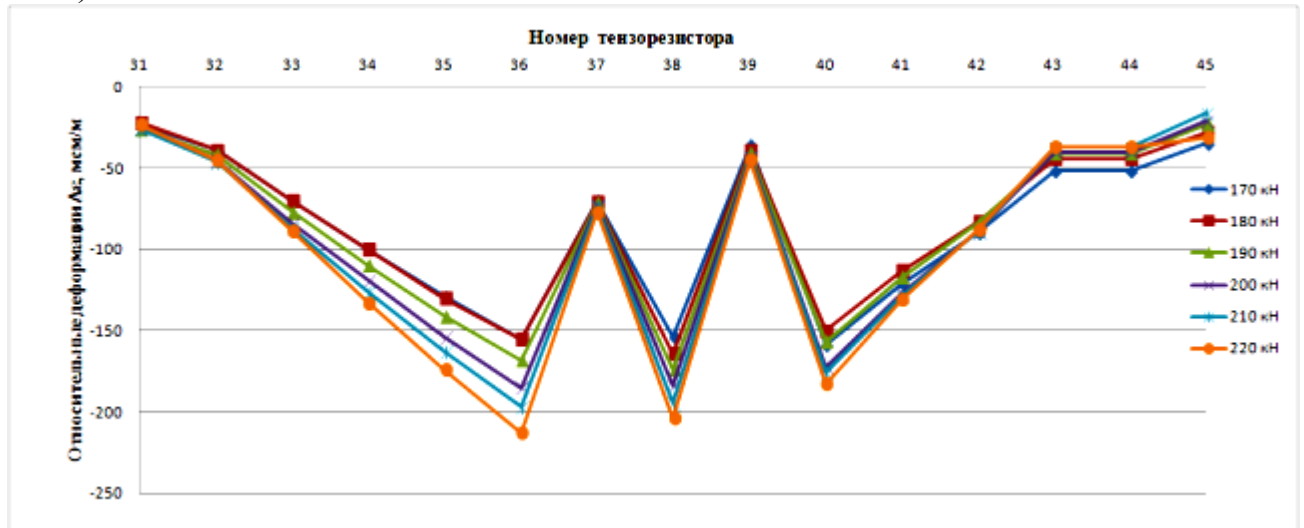


Рисунок 3.31 – а), б), в), г), д), ж), з), и), к)

Относительные линейные деформации при испытательных нагружениях

- Максимальная ширина раскрытия нормальных трещин в торцевом ребре и части полки плиты над опорой составила 0,15 мм от разрушающей нагрузки 230 кН по, полученной давлением гидронасосной стнцией (рисунок 3.32).

- Максимальная ширина раскрытия наклонных трещин в продольном ребре над опорой составила 0,20 мм от разрушающей нагрузки 230 кН (рисунок 3.33).



Рисунок 3.32 – Образование нормальных трещин в полке плиты



Рисунок 3.33 – Образование наклонных трещин и разрушение продольного ребра плиты

Результаты исследования относительных угловых деформаций представлены в Таблицах 3.1 – 3.11 по показаниям прогибомеров 6-ПАО.

Таблица 3.1 - Показания прогибомеров (0,01 мм) при нагрузке от 0 кН до 70 кН

№ прогибомера	0	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН
1	237	237	244	259	271	295	318	336
2	52	52	60	70	75	88	99	107
3	1047	1052	1070	1089	1107	1134	1158	1181
4	145	145	152	161	170	182	195	205
5	1856	1852	1822	1801	1779	1738	1694	1660
6	97	97	97	99	106	119	132	145
7	9865	9735	9659	9610	9569	9500	9435	9380

Таблица 3.2 – Показания прогибомеров (0,01 мм) при нагрузке от 80 кН до 150 кН

№ прогибомера	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	140 кН	150 кН
1	353	374	393	409	425	448	471	500
2	118	129	138	147	154	165	178	192
3	1204	1228	1261	1280	1300	1328	1357	1386
4	217	229	239	248	258	272	285	300
5	1629	1602	1570	1540	1510	1480	1450	1420
6	154	163	185	185	185	186	186	186
7	9325	9274	9237	9100	9171	9133	9105	9075

Таблица 3.3 - Показания прогибомеров (0,01 мм) при нагрузке от 160 кН до 220 кН

№ прогибомера	160 кН	170 кН	180 кН	190 кН	200 кН	210 кН	220 кН
1	539	595	620	677	755	845	1022
2	213	241	255	263	323	370	468
3	1426	1485	1520	1573	1635	1710	1848
4	320	348	365	390	420	458	523

Таблица 3.4 – Разница показаний прогибомеров (0,01 мм) при испытательных нагрузках по сравнению с 0 кН

№ прогибомера	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН
1	0	7	22	34	58	81	99
2	0	7	18	23	36	47	55
3	5	23	42	60	87	111	134
4	0	7	16	25	37	50	60
5	-4	-34	-55	-77	-118	-162	-196
6	0	0	2	9	22	35	48
7	-130	-206	-255	-296	-365	-430	-485

Таблица 3.5 – Разница показаний прогибомеров (0,01 мм) при испытательных нагрузках по сравнению с 0 кН

№ прогибомера	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	140 кН	150 кН
1	116	137	156	172	188	211	234	263
2	66	77	86	95	102	113	126	140
3	157	181	214	233	253	281	310	339
4	72	84	94	103	113	127	140	155
5	-227	-254	-286	-316	-346	-376	-406	-436
6	57	66	88	88	88	89	89	89
7	-540	-591	-628	-765	-694	-732	-760	-790

Таблица 3.6 – Разница показаний прогибомеров (0,01 мм) при испытательных нагрузках по сравнению с 0 кН

№ прогибомера	160 кН	170 кН	180 кН	190 кН	200 кН	210 кН	220 кН
1	302	358	383	440	518	608	785
2	161	189	203	211	271	318	416
3	379	438	473	526	588	663	801
4	175	203	220	245	275	313	378

Таблица 3.7 – Абсолютная величина угловой деформации плит (θ)

№	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН
θ_1	0	0	0.0000571	0.000157	0.000314	0.000486	0.000629
θ_2	0.00009	0.000145	0.000236364	0.000318	0.000455	0.000555	0.000673
θ_3	0.00007	-0.0003	-0.00046087	-0.00059	-0.00083	-0.0011	-0.00129

Таблица 3.8 – Абсолютная величина угловой деформации плит (θ)

№	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	140 кН	150 кН
θ_1	0.000714	0.000857	0.001	0.0011	0.001229	0.0014	0.001543	0.001757
θ_2	0.000773	0.000882	0.001091	0.001182	0.001273	0.0014	0.001545	0.001673
θ_3	-0.00148	-0.00163	-0.00172	-0.00198	-0.00224	-0.0025	-0.00276	-0.00302

Таблица 3.9 – Абсолютная величина угловой деформации плит (θ)

№	160 кН	170 кН	180 кН	190 кН	200 кН	210 кН	220 кН
θ_1	0.002014	0.002414	0.002571	0.003271	0.003529	0.004143	0.005271
θ_2	0.001855	0.002136	0.0023	0.002555	0.002845	0.003182	0.003845
θ_3	0	0	0	0	0	0	0

где θ_1 - угол поворота средних продольных ребер в зоне сопряжения с ригелем;

θ_2 - угол поворота крайних продольных ребер в зоне сопряжения с ригелем;

θ_3 - угол поворота плит вдоль ригеля.

3.5. Выводы по главе 3

1. По результатам экспериментальных исследований было установлено что, изгибающий момент в расчетном сечении ригеля, проходящим через тензорезистор (Т23) с абсолютной деформацией $\varepsilon_x = 204 \cdot 10^{-6}$ при загрузении 130 кН с учетом взаимодействия с плитами на 65,57 % ниже, чем в ригеле без учета совместной работы.
2. Экспериментальные исследования показали, что разрушение системы состоящей из плит и ригеля, происходит не хрупко, а с явным проявлением пластических свойств материала.
3. Разрушение системы происходило по наклонному сечению под действием поперечных сил, составляющие 128,48 кН в продольном ребре ближе к опоре.
4. По характеру разрушения подтверждается надежность сопряжения сборных плит со сборно-монолитным ригелем.
5. Максимальная ширина раскрытия наклонных трещин в продольном ребре над опорой составила 0,20 мм при разрушающей нагрузке 230 кН.
6. Максимальная ширина раскрытия нормальных трещин в полке плиты в зоне сопряжения с монолитным бетоном ригеля составила 0,15 мм.
7. Максимальная абсолютная величина угла поворота продольного ребра плиты в зоне сопряжения с ригелем составила $0,00527^\circ$.
8. На внутренней стороне продольного ребра не были обнаружены трещины, что свидетельствует об отсутствии кручения [8].
9. Расчетная ширина верхней полки двутаврового сечения ригеля увеличивается в результате включения торцевых ребер плит и части полки в его работу и составляет $1,75 b_f$: где b_f – ширина верхней полки ригеля.

ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННЫЙ РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕБРИСТЫХ ПЛИТ С УЧЕТОМ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ С РИГЕЛЕМ В СРАВНЕНИИ С ДАННЫМИ ЭКСПЕРИМЕНТА

4.1. Сопоставление результатов математического расчета железобетонной ребристой плиты при совместном деформировании с ригелем с данными экспериментальных исследований

Определим отрицательный изгибающий момент в опасном сечении в модели плиты, соответствующий моменту в этом же сечении реальной плиты, полученному в результате загрузки плиты эксплуатационной нагрузкой (см. таблица 2.1).

Жесткость на изгиб реальной плиты по серии 1.465.1-15 выпуск 5 составляет EJ . Жесткость на изгиб модели (масштаб 1:2) - $1/16EJ = 0,0625 EJ$

Плита оказывает на монолитный бетон давление (пропорциональное величине Δ) которое определяется углом θ (Рисунок 4.1).

В модели это давление в 2 раза меньше (пропорционально площади контакта с монолитным бетоном).

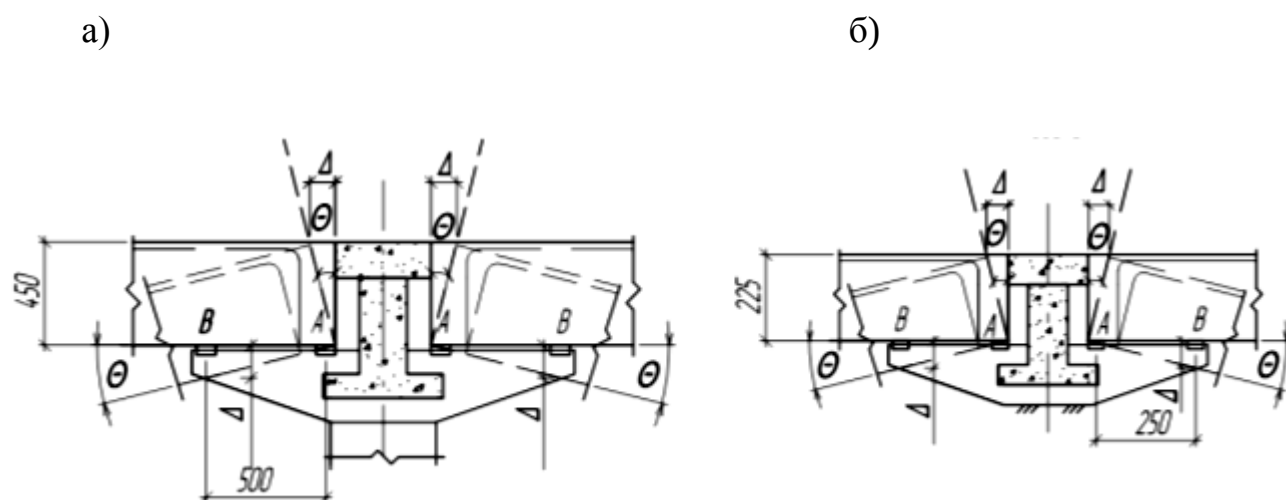


Рисунок 4.1 – Угол поворота плиты: а) в реальной плите; б) в модели

Угол поворота реальной плиты в рассматриваемом сечении над опорой «В» определяется методом сил по формуле:

$$\theta = \frac{1}{EJ} \cdot \frac{1}{2} \cdot M_{B, \text{плиты}} \cdot 0,5 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1 = \frac{145,33}{12} \cdot \frac{1}{EJ} = \frac{12,11}{EJ} \quad (4.1)$$

где $M_{B, \text{плиты}}$ - изгибающий момент в сечении плиты над опорой «В», полученный по формуле (2.41.) при эксплуатационной нагрузке $q=17,4$ кН/м.

Угол поворота модели в рассматриваемом сечении над опорой «В» определяется методом сил по формуле:

$$\theta = \frac{1}{0,0625 \cdot EJ} \cdot \frac{1}{2} \cdot M \cdot 0,25 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1 = \frac{M_{B, \text{модель}}}{24 \cdot 0,0625} \cdot \frac{1}{EJ} = \frac{M_{B, \text{модель}}}{1,5 \cdot EJ} \quad (4.2)$$

При $\theta_{\text{плиты}} = \theta_{\text{модели}}$;

$$\frac{12,11}{EJ} = \frac{M_B}{1,5 \cdot EJ} \quad (4.3)$$

Отсюда $M_{B, \text{модель}} = 18,17$ кН·м

В соответствии с расчетной схемой модели плиты (Рисунок 4.2) определим величину необходимого дополнительного нагружения F для обеспечения величины момента в сечении плиты над опорой «В» равного $M_{B, \text{модель}} = 18,17$ кН·м.

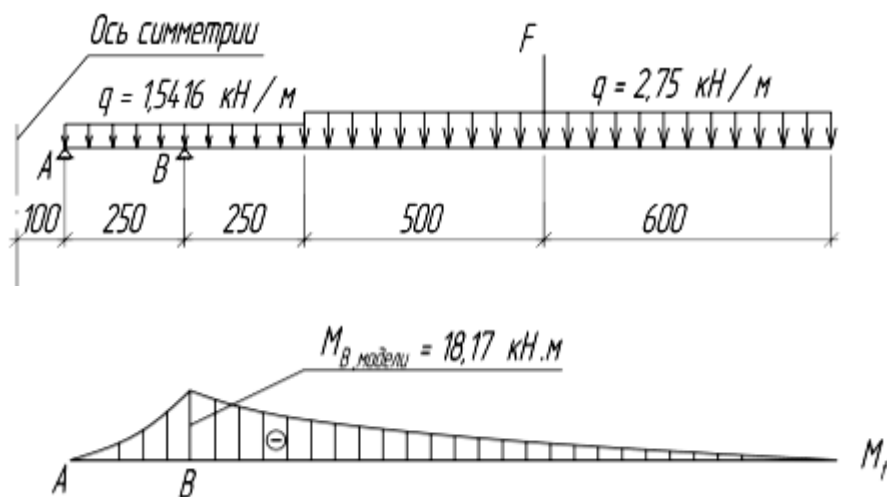


Рисунок 4.2 – Расчетная схема модели ребристой плиты

$$M_{B, \text{модели}} = 1,5416 \cdot 0,25 \cdot \frac{0,25}{2} + 2,75 \cdot 1,1 \cdot 0,8 + F \cdot 0,75 = 18,17 \text{ т} \cdot \text{м} \quad (4.4)$$

$$F = \frac{18,17 - 2,46818}{0,75} = 20,94 \text{ кН} \quad (4.5)$$

F - сосредоточная сила приложена на расстояние 600 мм от края плиты соответствует нагрузке, полученной давлением насосной гидростанции.

В соответствии со схемой загрузки модели (Рисунок 4.3) определим нагрузку, полученную давлением насосной гидростанции:

$$P = F \cdot 8 = 20,94 \cdot 8 = 167,52 \text{ кН}$$

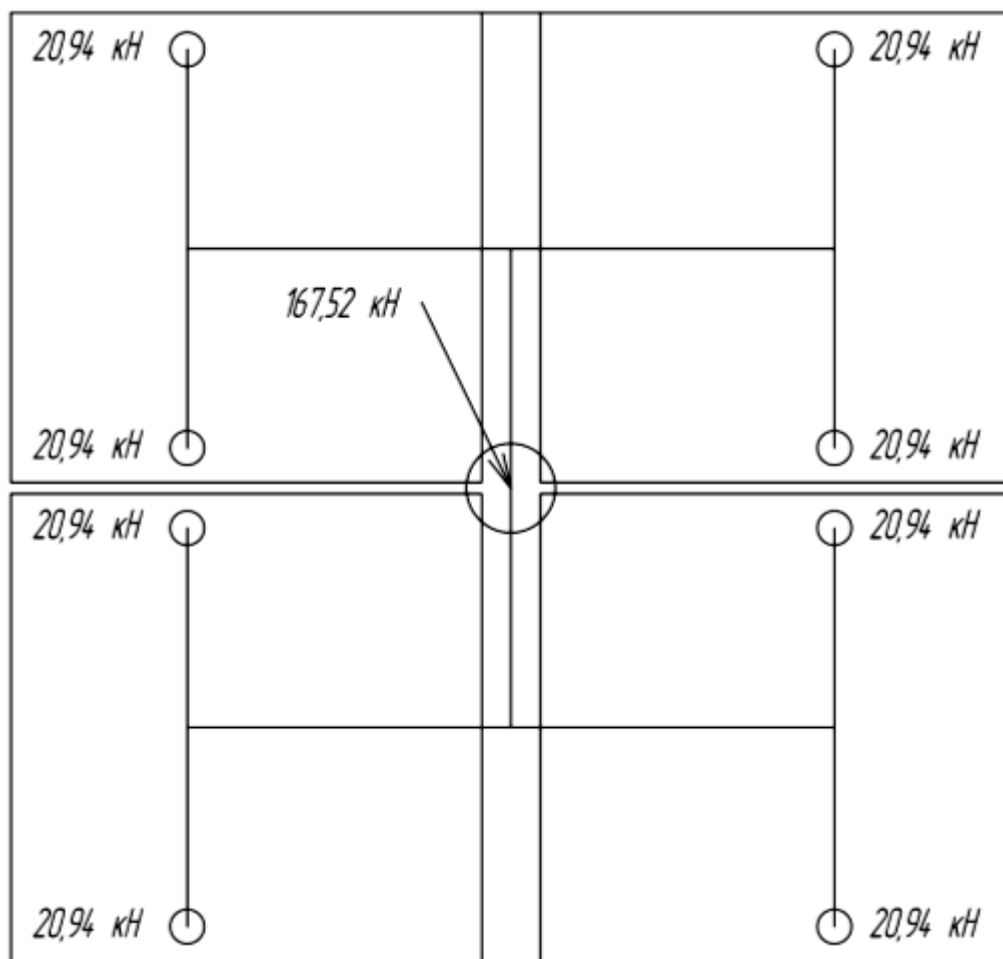


Рисунок 4.3 – Схема загрузки модели

Находим угол поворота θ , полученный по результатам эксперимента при нагрузке $P = 167,52 \text{ кН}$ (см. Таблицу 3.9)

$$\theta = 0,0023;$$

$$\Delta_{\text{модели}} = 0,0023 \cdot a_{\text{модели}} = 0,0023 \cdot 0,3 = 0,00069 \text{ м} \quad (4.6)$$

$$\Delta_{\text{плиты}} = 0,0023 \cdot a_{\text{плиты}} = 0,0023 \cdot 0,6 = 0,00138 \text{ м} \quad (4.7)$$

где a – длина опирания продольного ребра плиты на ригель

В соответствии с формулой (2.58) получим:

$$x = \frac{\int_0^l M_f \cdot M_1 \cdot dx - \Delta \cdot EJ}{\int_0^l M_1 \cdot M_1 \cdot dx} = \frac{1137 - 0,00138 \cdot 38210}{2,73} = 397,17 \text{ кН};$$

где EJ – приведенная жесткость плиты, найденный методом приближения (3-ое приближение при $M=M_{\text{сгс}}$).

Находим M_B по формуле (2.52):

$$M = M_1 \cdot x + M_f = -0,5 \cdot 397,17 + 48,3 = -150,28 \text{ кН.м}$$

Результаты экспериментальных исследований для определения усилий в плите модели с учетом воздействия с ригелем отличаются от результатов расчетно теоретических исследований, получанные в разделе 2.2 на 3,4 %.

4.2. Расчет железобетонных ребристых плит покрытия с учетом взаимодействия с ригелем в SCAD Office 11.5 в сравнении с данными эксперимента

Моделирование железобетонных плит с жестким соединением с ригелем и расчеты приведены с использованием программного комплекса SCAD Office 11.5 на основании метода конечных элементов [50, 60, 68, 126]. Расчетная схема и конструкция рассматриваемой модели принята по результатам проведенных ранее численных и экспериментальных исследований. Конструкции железобетонной ригели и опорных стенок опирания плит моделировались объемными элементами. Конструкции плит плоскими элементами. Физико-механические свойства

материалов вычислительной модели приняты из эксперимента. Расчетная схема характеризуется следующими параметрами:

Количество узлов — 2781

Количество конечных элементов — 2741

Общее количество неизвестных перемещений и поворотов — 10290

Количество загрузений — 2

Количество комбинаций загрузений — 1

Расчетная схема определена как система с признаком 5. Это означает, что рассматривается система общего вида, деформации которой и ее основные неизвестные представлены линейными перемещениями узловых точек вдоль осей X, Y, Z и поворотами вокруг этих осей.

Расчетная схема модели сопряжения плит при жестком соединении с ригелем представлена на Рисунке 4.4. Согласно схеме загрузки модели (Рисунок 4.3), расчетная сосредоточенная нагрузка составляет 20,94 кН прикладывается на продольные ребра на расстоянии 600 мм от края плит.

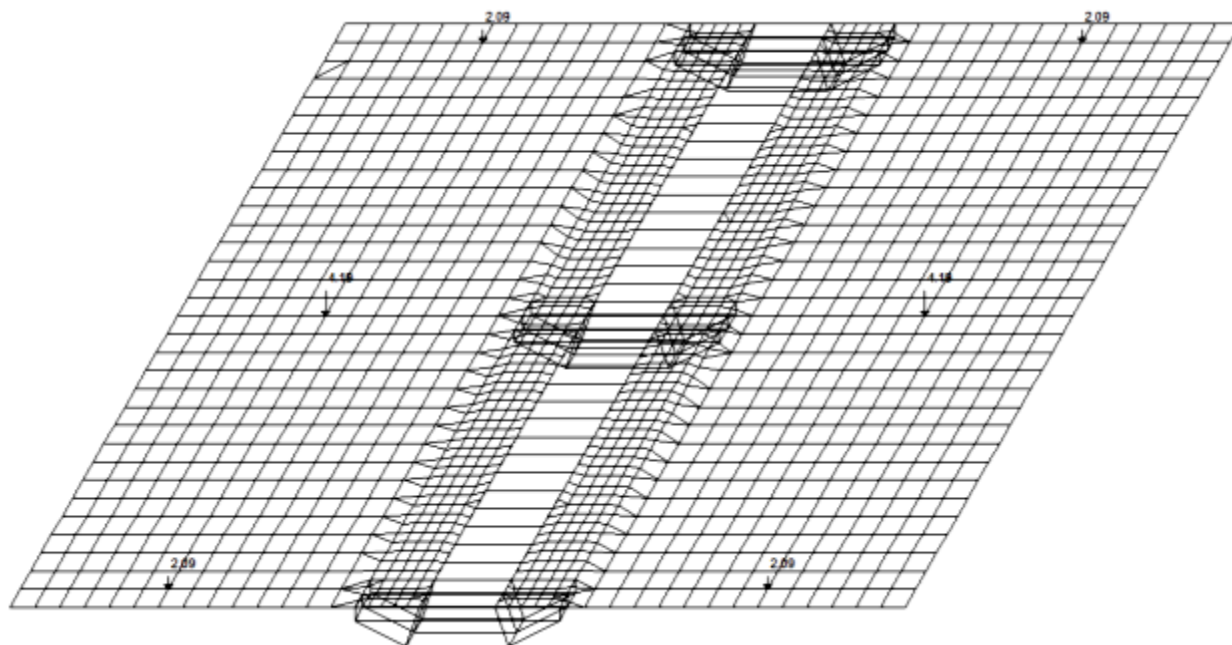


Рисунок 4.4 - Расчетная схема численной модели

Как и в расчетной схеме экспериментальной модели, средняя опорная стенка имеет свободное перемещение по вертикали, что соответствует реальной

конструкции. Крайние опорные стенки имеют запрет перемещений по осям x , y , z . Деформированная схема дана на рисунке 4.5.

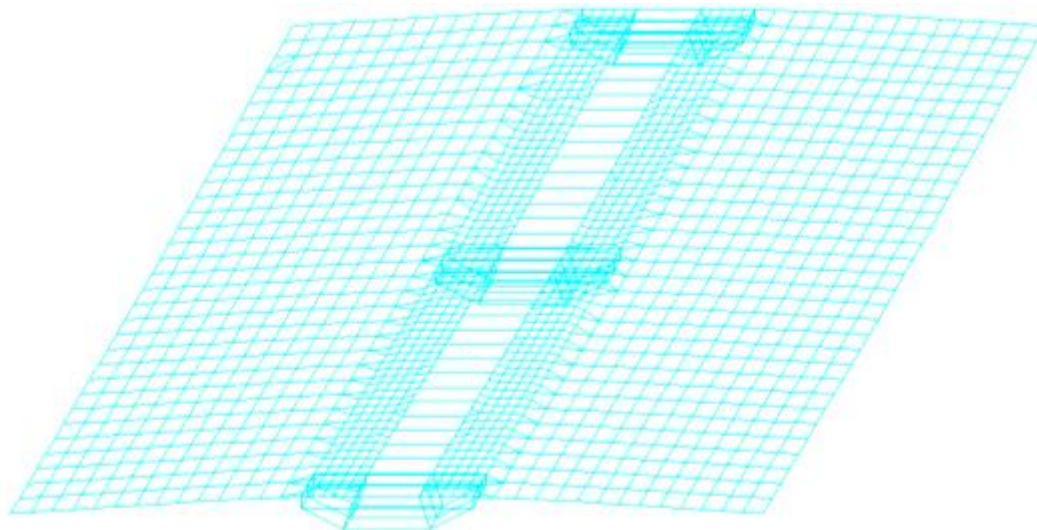
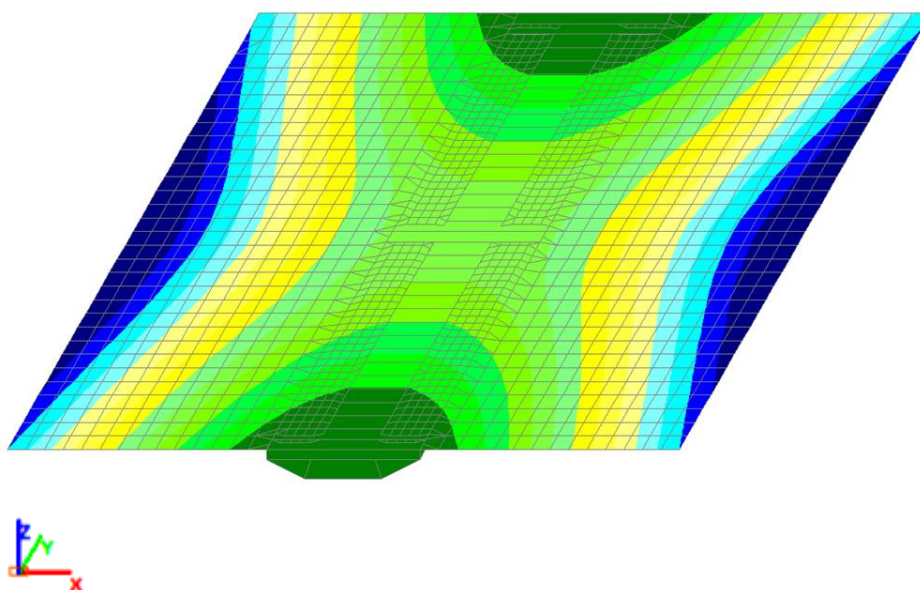


Рисунок 4.5 – Деформированная схема модели

По отображению изополей перемещений вычислительной модели (Рисунок 4.6) сравним вертикальное перемещение плит в зоне сопряжения с ригелем с данными эксперимента.

а)



б)

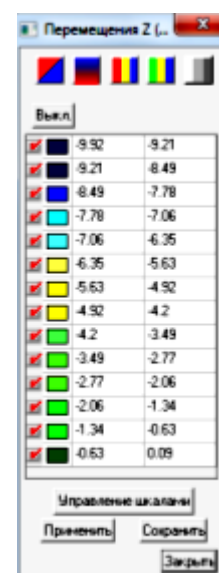


Рисунок 4.6 – а) отображение изополей перемещений модели
б) шкала к отображению изоплей перемещений модели (мм)

Вертикальное перемещение плит экспериментальной модели в результате деформирования вдоль ригеля в зоне сопряжения составляет:

$$\theta_3 \cdot 1,5 = -0,00302 \cdot 1,5 = -0,00453 \text{ м} = -4,53 \text{ мм}$$

По шкале к отображению изополей перемещения вычислительной модели составляет -4,2 мм. При загрузке модели вертикальной эксплуатационной нагрузкой, в плитах вдоль ригеля возникают сжимающие напряжения N_Y . Они максимальные у зоны жесткого соединения с ригелем и уменьшаются в сторону середины пролета плит. Отображение изополей напряжений вдоль ригеля N_Y дано на Рисунке 4.7.

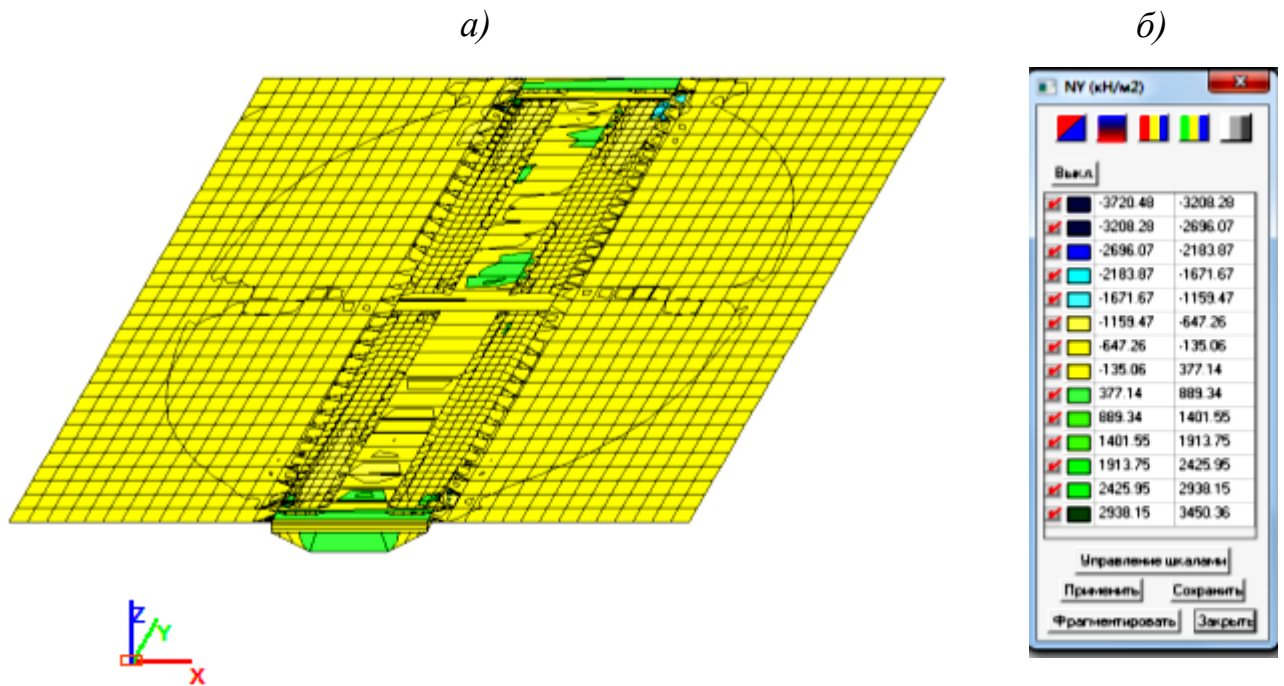
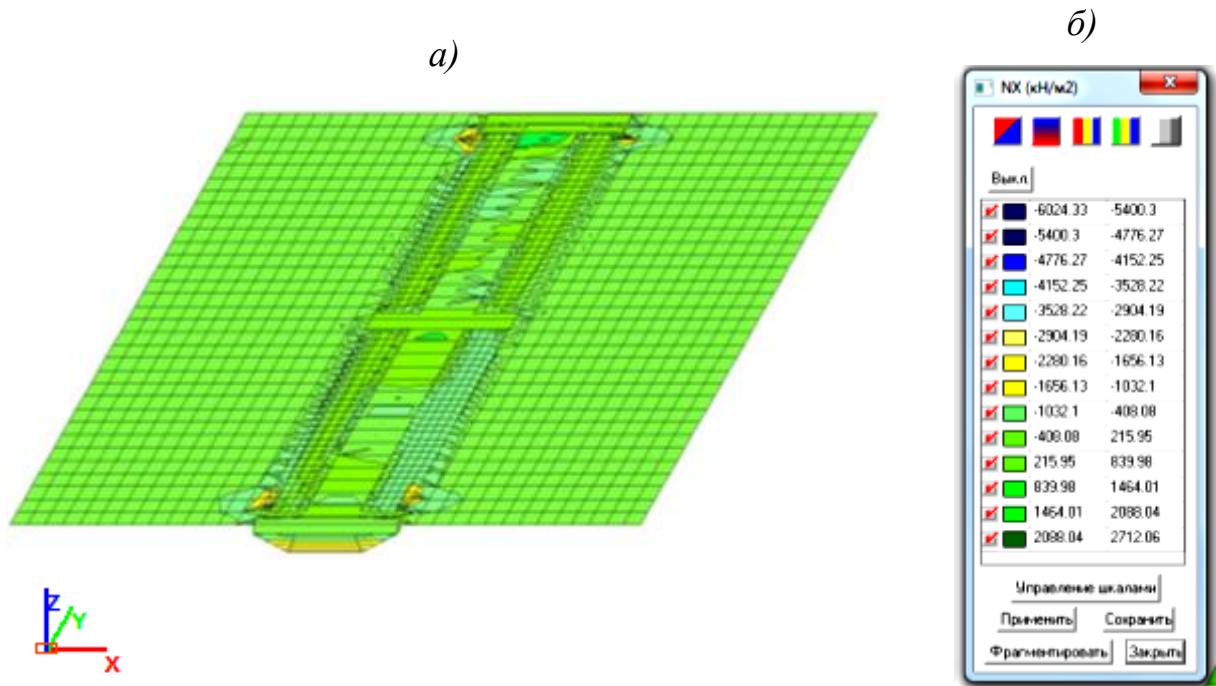
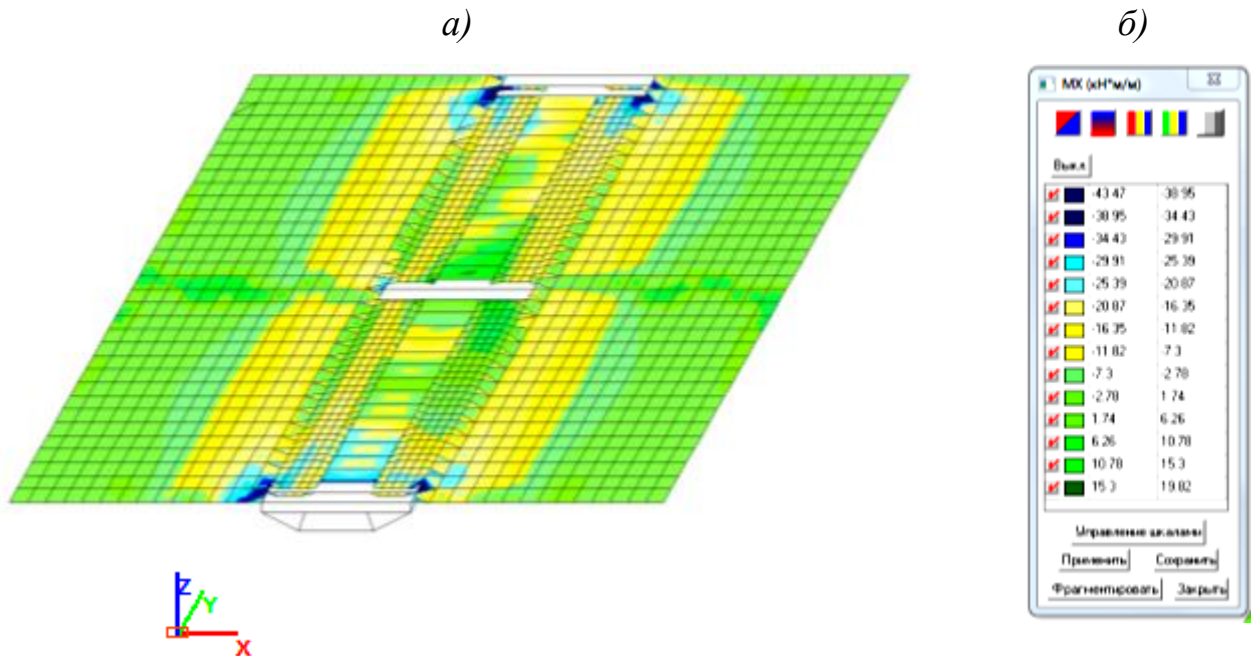


Рисунок 4.7 – а) отображение изополей напряжений модели N_Y
 б) шкала к отображению изополей напряжений модели N_Y (кН/м²)

Отображение изополей напряжений вдоль плит N_x дано на Рисунке 4.8.



Отображение изополей напряжений вдоль плит M_x дано на Рисунке 4.9.



Изгибающий отрицательный момент вдоль продольного ребра плиты над опорой «В» в экспериментальной модели составляет 18,17 кН·м, что соответствует величине изгибающего момента в этом же сечении плиты по отображению изополей напряжений вычислительной модели (Рисунок 4.9).

Для сравнения поведения железобетонных плит в результате совместной работы с ригелем в экспериментальной и вычислительной моделях при нагрузке 220 кН, были определены тензометрическим методом относительные деформации в плитах вдоль ригеля в зоне их жесткого сопряжения. В вычислительной модели определены относительные напряжения вдоль ригеля N_y в этой же зоны на расстоянии 245 мм от центра ригеля с двух сторон (Рисунок 4.10)



Рисунок 4.10 – Относительные деформации вдоль ригеля в зоне сопряжения с плитами экспериментальной и вычислительной моделей

В соответствии с Рисунок 4.10 очевидно, из вычислительного расчета участие плит в работу ригеля т.к. плиты прижимаются вдоль ригеля и в них возникают сжимающие напряжения, соответствующие отрицательным деформациям [7,22, 92]. Совместная работа плит с ригелем максимальна в зоне

их сопряжения, что дает возможность, включить испытываемой зоны в работу ригеля.

При совместном деформировании плит с ригелем увеличивается отрицательный изгибающий момент над опорой, увеличивается поперечная сила и появляются наклонные трещины в продольном ребре плиты в зоне их опирания что, приводит к потере несущей способности и разрушение плиты. В экспериментальной модели разрушение было совершено при загрузении насосной станции 230 кН.

Изображение разрушения продольного ребра плиты дано на Рисунке 4.11.

а)



б)



Рисунок 4.11 – Разрушение экспериментальной модели по поперечной силе

а) разрушение продольного ребра плиты; б) разрушение полки плиты

4.3. Выводы по главе 4

1. На основе результатов экспериментальных исследований разработан численный метод расчета железобетонных плит с учетом взаимодействия с ригелем.

2. Сопоставление результатов численных исследований с экспериментальными данными показало их удовлетворительную сходимость. Результаты экспериментальных исследований для определения усилий в плите модели с учетом воздействия с ригелем отличаются от результатов расчетно-теоретических исследований, полученных в разделе 2.2 на 3,4 % [145] .

3. Расчетная деформированная схема модели при вычислительном расчете совпала с полученной в эксперименте.

4. Теоретическое значение поперечной силы воспринимаемой сечением крайнего продольного ребра плиты над опорой «В» равно 214,38 кН при экспериментальном значении 128,48 кН. Сопоставление показало, что при расчете продольных ребер плит по наклонным сечениям необходимо учитывать рост поперечной силы на 40% в результате совместного деформирования с ригелем.

5. В численном расчете совместная работа плит с ригелем максимальна в зоне их сопряжения, что соответствует результатам эксперимента и дает возможность включить испытываемые зоны в работу ригеля.

6. Угловые деформации крайних продольных ребер плит до достижения максимального прогиба ригеля больше, чем в средних ребрах: на 50% при загрузении 40 кН; на 3,5% при загрузении 120 кН. При достижении максимального прогиба ригеля угловые деформации средних ребер больше, чем в крайних ребрах: на 4,8% при загрузении 140 кН; на 27% при загрузении 220 кН.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основной результат диссертационной работы – решение важной научно-технической задачи по исследованию совместной работы сборно-монолитной стропильной конструкции со сборными плитами покрытия, с учетом их работы по неразрезной схеме и разработке расчетной модели деформативности плит со стропильной конструкцией, позволяющей вовлечь в работу верхнего пояса ригеля торцевые ребра плит и часть полки, на основе проведенных экспериментально-теоретических исследований. Все поставленные цели и задачи выполнены.

Основные выводы и результаты работы сводятся к следующему:

1. При расчёте элементов покрытия с предложенной сборно-монолитной стропильной конструкцией необходимо учитывать влияние сдвигающих усилий, возникающих в зоне контакта с торцевыми ребрами плит и в местах соединения закладных деталей на опорных стенках с продольными ребрами, деформативность продольного и торцевого ребра плиты покрытия, деформативность опорных стенок стропильной конструкции и условия закрепления плит покрытия в составе диска.

2. Предлагаемая сборно-монолитная стропильная конструкция и жесткое соединение ее с ребристыми плитами позволяет уменьшить расход предварительно напряженной арматуры плиты на 50 % при шаге стропильных конструкций 12 м по сравнению с типовыми решениями диска покрытия. При этом уменьшается высота покрытия в целом на 1-2 м у середины пролета стропильной конструкции при пролете 24 м, а также высота и масса сборной части стропильной конструкции, что уменьшает трудоемкость ее транспортирования и монтажа.

3. Теоретическое значение поперечной силы воспринимаемой сечением крайнего продольного ребра плиты над опорой «В» равно 214,38 кН при экспериментальном значении 128,48 кН. Сопоставление показало, что при расчете продольных ребер плит по наклонным сечениям необходимо учитывать рост поперечной силы на 40% в результате совместного деформирования с ригелем.

4. По результатам экспериментальных исследований было установлено что, изгибающий момент в расчетном сечении ригеля, проходящим через тензорезистор (Т23) с абсолютной деформацией $\varepsilon_x = 204 \cdot 10^{-6}$ при загрузке 130 кН с учетом взаимодействия с плитами на 65,57 % ниже, чем в ригеле без учета совместной работы.

5. По результатам экспериментальных исследований установлена линейная зависимость деформаций торцевых ребер плит от деформаций ригеля. При различных нагрузках величины продольных деформаций торцевых ребер плит на 40-50% меньше продольных деформаций ригеля.

6. С помощью расчетного комплекса "SCAD Office" было осуществлено моделирование процесса деформирования торцевых ребер плит с учетом жесткого сопряжения с ригелем при двух вариантах жесткостей ригеля и подтверждено влияние жесткости ригеля на работу плит покрытия. При шаге стропильных конструкций 12 м, увеличение жесткости опорных стенок на 80 % приводит к уменьшению изгибающего момента в середине пролета плиты на 9,4 %.

7. Максимальная ширина раскрытия наклонных трещин в продольном ребре над опорой составила 0,2 мм от разрушающей сосредоточенной нагрузки 28,75 кН на продольное ребро, приложенной на расстоянии 600 мм от края плиты.

8. При расчете на прочность верхнего пояса предложенной стропильной конструкции необходимо включить торцевые ребра плит и часть полки в его работу увеличением ширины верхней полки на 75%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абашин Е.Г. Метод контроля начального модуля упругости бетона и площади рабочей арматуры в железобетонных балках / Е.Г. Абашин // Орел: ГАУ, 2013. — 115с.
2. Абдуллин Н.В. Расчет предварительно напряженной двутавровой балки покрытия/ Н.В. Абдуллин, Ф.Ш. Ахметов // Уфа: Уфимский государственный нефтяной технический университет, 2001. - 24с.
3. Абдуллин Н.В. Расчет железобетонных плит покрытия без предварительного напряжения арматуры / Н.В. Абдуллин, Р.Ф. Гильметдинов, Ф.Ш. Ахметов // Уфа: Уфимский государственный нефтяной технический университет, 2010. - 32 с.
4. Абильдин С.К. Прочность и деформации железобетонных рам из высокопрочного бетона / С. К. Абильдин // Дисс. канд. техн. наук. - М.: 1994. — 116 с.
5. Бабаян А.А. Исследование напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов с учетом сцепления между бетоном и арматурой / А.А. Бабаян // дис. канд. техн. наук: 05.23.01/ Бабаян А.А.- М, 1987. — 228 с.
6. Байков В.Н. Исследование совместной работы сборных Железобетонных элементов в системах плоских и пространственных конструкций. - Дис. д-ра техн. наук - М.,1966. - 396с.
7. Байков В.Н., Горбатов, С.В., Дмитриев, С.А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В.Н. Байков // Изв. Вузов. Стр-во и архитектура. — 1977. — №6. — С. 15–18.
8. Байков В.Н. Вероятностная оценка ширины раскрытия видимых трещин на поверхности железобетонных конструкций / В.Н. Байков, М.И. Додонов, Б.И. Кириллин, А.М. Набатов // Бетон и железобетон, 1973, № 10. — С. 31-32.

9. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс, 5-е издание перераб. и доп / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов // -М.: Стройиздат, 1991. –767 с.
10. Байков В.Н. Совместное деформирование сборных железобетонных элементов в покрытии промзданий / В.Н. Байков, Н.Н. Складнев, А.К. Фролов // - Деп.во ВНИИИС, №817. - М.: 1977. – 13 с.
11. Баранова Т.И. Каркасно-стержневые расчетные модели и инженерные методы расчета железобетонных конструкций / Т.И. Баранова, А.С. Залесов // -М.: АСВ, 2003. – 238 с.
12. Бартенев В.С. Исследование совместной работы железобетонных пространственных покрытий с контурными плоскостными конструкциями: Автореферат...дис.канд.техн.наук. – Москва: 1972. – 24 с.
13. Бедов А.И. Совместное деформирование крупноразмерных железобетонных плит покрытий со стропильными конструкциями. - В сб.: Методы расчёта и конструирование железобетонных конструкций / А. И. Бедов, А. К. Фролов, С. В. Горбатов, В. А. Чистяков // - М.: МГСУ, 1996. – С. 100-107.
14. Белов В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных балок как систем, составленных из упругих блоков. – Дисс. кан. техн. наук. – Киров, 1973. – 163 с.
15. Берген Р.И. Инженерные конструкции, 2-е изд., перераб. и доп / Р.И. Берген, Ю.М. Дукарский, В.Б. Семенов, Ф.В. Расс //-М.: Высшая школа, 1989. – 415 с.
16. Берёзов В.Н. Определение величины разгружающего влияния плит при их совместной работе с балками по результатам испытания фрагмента.- Всб.: Перспективы развития предварительно напряжённых железобетонных конструкций на Дальнем Востоке. - Хабаровск, 1971.
17. Бердичевский Г.И. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства / под ред. Г.И.Бердичевского// – М.: Стройиздат, 1974. – 398 с.

18. Бердичевский Г.И. Предварительно-напряженные конструкции зданий и инженерных сооружений / Г.И. Бердичевский, В.А. Клевцов// – М.: Стройиздат, 1977. — 209 с.
19. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. - М.: Стройиздат, 1982. - 287с.
20. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для вузов строит. спец. / В.М.Бондаренко, Р.О.Бакиров, В.Г.Назаренко, В.И.Римшин //– М.: Высш.шк., 2010. – 876 с.
21. Бондаренко В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов // - Изд-во «АСВ», 2004. – 472 с.
22. Бондаренко, В.М. Уровень напряженного состояния как фактор структурных изменений и реологического силового сопротивления бетона/ В.М. Бондаренко, Н.И. Карпенко //Academia. Архитектура и строительство.- 2007. №4. – С. 56-60.
23. Бондаренко В.М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций / В.М. Бондаренко, В.И. Римшин // Москва, 2014. (4-е издание, исправленное).
24. Борисова Л.И. Исследование работы железобетонных статически неопределимых стержневых конструкций при неравномерной осадки их опор. - Дисс.канд.техн.наук. - Харьков: 1975. - 160с.
25. Бородачёв Н.А., Крылов С.М. Расчёт и проектирование стержневых Статически неопределимых железобетонных конструкций по стадии эксплуатации. – Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1972. - С .175-191.
26. Вахненко П.Ф. Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций / П.Ф. Вахненко // К.: "Будивельник", 1992. - 112 с.

27. Верюжский О.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций, Учебное пособие / О.В. Верюжский, В.И. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский // — К.: Книжное изд-во НАУ, 2006. — 808с.

28. Виноградов Г. Г. Конструирование железобетонных элементов промышленных зданий / Г. Г. Виноградов // Стройиздат, 1973. - 120 с.

29. Виноградов Г.Г. Расчет строительных пространственных конструкций / Г. Г. Виноградов // Стройиздат, 1990. - 264 с.

30. Гаттас А.Ф. Трещиностойкость стержневых железобетонных элементов: дисс. канд. техн. наук.: 05.23.01/ Гаттас Ан Фуад // К. : 1994. - 244 с.

31. Гвоздев А. А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / А. А. Гвоздев // -М.: Стройиздат, 1978. - 204 с.

32. Глушанков А.Я. Исследование совместной работы плит покрытия и стропильных балок / А.Я. Глушанков, Я.И. Гуревич, В.А. Клевцов, М.Г. Коревицкая, В.П. Берёзов, В.С. Морозов // Бетон и железобетон, №2. 1972.-С.4-8.

33. Глушанков А.Я. Совместная работа сборного железобетонного покрытия из типовых балок и плит. - Вкн.: Действительная работа несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / А.Я. Глушанков, Я.И. Гуревич, В.А. Клевцов, М.Г. Коревицкая, В.П. Берёзов, В.С. Морозов // -М.: Стройиздат.1973.- С.3-7.

34. Гнидец Б.Г. Сборно-монолитные статически неопределимые железобетонные конструкции с напрягаемыми стыками и регулированием усилий. - Дисс. д-ра техн. наук - М.: 1987. – 511 с.

35. Голышев А.Б. Железобетонные конструкции. Строительная механика. Том 2 / А.Б. Голышев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский. Под ред. А.Б. Голышева //- К.: Логос, 2003. - 415 с.

36. Голышев А.Б. Методические рекомендации по расчету сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям / А.Б. Голышев // -К. : НИИСК Госстроя СССР, 1983.-74 с.

37. Голышев А.Б. Методические рекомендации по расчету трещиностойкости сборно-монолитных стержневых конструкций по нормальным и наклонным сечениям / А.Б. Голышев // - К. : НИИСК Госстроя СССР, 1980.-25 с.

38. Голышев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций/ А.Б. Голышев // - К.: Будивельник, 1985. – 496 с.

39. Голышев А.Б. Сопротивление железобетона / А.Б. Голышев, В.И. Колчунов // – К.: Основа, 2009.-432 с.

40. Голышев А.Б. (ред) Железобетонные конструкции. Том 1. Сопротивление железобетона / А.Б Голышев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский // - К.: Логос, ISBN 966-581-297-1, 2001.- 420 с.

41. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров // -К. : Факт, 2005. -344с.

42. Горчаков Г. И. Совместное влияние нагрузки отрицательной температуры на деформативность изгибаемых элементов/ Г. И. Горчаков, Е. А. Гузеев, Л. А. Сейланов // Бетон и железобетон. – 1980. – №9. – С. 7-9.

43. ГОСТ 24452–80. Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона // Бетоны. Методы испытаний. – М. :Изд-во стандартов, 1981. – С. 1-20.

44. ГОСТ 24544–81*. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести // Бетоны. Методы испытаний. – М.: Изд-во стандартов, 1985. –С. 20-46.

45. ГОСТ 6727-80. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. – М.: Госстандарт 1980. – 9с.

46. ГОСТ 8829–94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. - М.: НИИЖБ, 1994.

47. ГОСТ Р 52544–2006. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования

железобетонных конструкций. Технические условия. — М.: Стандартиформ, 2006.-23 с.

48. Дрозд Я.И., Пастушков Г.П. Предварительно напряженные железобетонные конструкции / Я.И. Дрозд Г.П. Пастушков // Минск: Высшая школа, 1984. — 208 с.

49. Дыховичный А. А., Статически неопределимые железобетонные конструкции/ А. А. Дыховичный // – К.: Будивельник, 1978. – 108с.

50. Ермакова А. В. Расчет конструкций по предельным состояниям с использованием метода конечных элементов / А.В. Ермакова // Пространственные конструкции зданий и сооружений (Исследования, расчет, проектирование и применение): под ред. Шугаева В.В. и др. – М.: ООО «Девятка Принт», 2004, – Вып. 9. – С. 16 – 25.

51. Заикин А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий / А.И. Заикин // -М.: АСВ, 2007. - 272 с.

52. Залесов А.С. Практический метод расчета железобетонных конструкций по деформациям / А.С.Залесов, В.В.Фигаровский //- М.: Стройиздат, 1976. - 101 с.

53. Залесов А.С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности. // Дисс. на соиск. уч. ст. докт. техн. наук: М., 1978 г. — 345 с.

54. Залесов А.С. Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А.С. Залесов, Ю.А. Климов // - К.: Будивельник, 1989. - 104 с.

55. Здоренко В.С. Расчет пространственных стержней железобетонных конструкций с учетом образования трещин./ В.С. Здоренко // Сопротивление материалов и теория сооружений. - Киев: Будивельник, 1977. -№30.- С. 93-101.

56. Здоренко, В.С. Расчет устойчивости прочности плоских рамных железобетонных конструкций с учетом реальных свойств материала / В.С. Здоренко // Сопротивление материалов и теория сооружений. – Киев, 1979, №35.

57. Зырянов В.С. Пространственная работа железобетонных плит опёртых по контуру / В.С. Зырянов // ОАО Центральный научно-исследовательский и проектный институт жилых и общественных зданий ЦНИИЭП жилища, Москва: 2002. - 109 с.

58. Иванов, Ю.А. Некоторые особенности расчета изгибаемых элементов из высокопрочного бетона / Ю.А. Иванов, В.Я. Бачинский // Строительные конструкции. – Киев, 1978.

59. Исследование железобетонных неразрезных плитных систем и плит на пролёт в покрытиях зданий с учётом совместного деформирования со стропильными конструкциями. – отчёт о НИР Повышение эффективности строительных конструкций и совершенствование методов их расчёта. - шифр г/б№54, тема 3.32, направление 3.- М.:1993. – 75 с.

60. Карпиловский В.С SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер// – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2011. – 656 с.

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

62. Карпенко Н.И. Моделирование механического взаимодействия арматурного стержня с бетоном учитывающие напряженно – деформированное состояние контактной зоны / Н.И. Карпенко, Г.Н. Судаков, Е.С. Лейтис // – В. кн.: Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. М., 1980. – С. 133 – 156.

63. Клевцов В.А. Влияние плит покрытия на работу без раскосных ферм для плоских кровель / В.А. Клевцов // Промышленные конструкции и инженерные сооружения, №5, 1971.- С. 5 – 8.

64. Клевцов В.А. Исследование плит покрытия с учётом их совместной работы со стропильными конструкциями / В.А. Клевцов, И.Б. Юозайтис // -Всб. тр.: Предварительно-напряжённые конструкции зданий и инженерных сооружений.-М.: Стройиздат. - С. 13-22.

65. Клевцов В.А. Учет деформативности плит при расчете диска покрытия на горизонтальные нагрузки / В.А. Клевцов, Б.М. Баканов // - Строительство и архитектура промышленные комплексы, здания и сооружения. – ВНИИС Госстроя СССР, серия 4, вып. 10. М., 1984.

66. Клевцов В.А. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой [Текст] / В. А. Клевцов, Е. Г. Кремнева // известия вузов: Строительство. - 1997. - №9. - С. 45 – 49.

67. Климов Ю.А. Расчет прочности железобетонных балок переменной высоты по наклонным сечениям/Ю.А. Климов // Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. - 1980. - № 11. - С. 127-131.

68. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона / С.Ф. Клованич, И.Н. Мироненко // - Одесса, 2007г. — 110с.

69. Кодыш Э.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям / Э.Н. Кодыш // - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. - 348 с.

70. Козелков М.М. Совместное деформирование железобетонной ребристой неразрезной плитной системы и стропильных конструкций в покрытии промышленного здания. - Дисс. канд. техн. наук. - М.: 2002. – 229с.

71. Колмогоров, А.Г. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / А.Г. Колмогоров, В.С. Плевков // Учебное издание. – М.: Изд-во «АСВ», 2011. – 496 с.

72. Колчин Я.Е. Деформирование и разрушение зон контакта элементов составных железобетонных конструкции: Дисс. канд. техн. наук: 05.23.01/ Я.Е. Колчин // - Орел., 2011. - 144 с.

73. Колчунов В.И. К определению сил зацепления в зоне контакта Элементов составных железобетонных конструкций [Текст] / Я.Е.Колчин, В.И. Колчунов // Строительство и реконструкция. - Орел: Орел ГТУ. - 2010. -№6(32). - С. 25-30.

74. Колчунов В.И. Прочность изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям: дис канд. техн. наук: 05.23.01/ В. И Колчунов // - Киев, 1983. - 267 с.
75. Колчунов В.И. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях / В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский //- М., 2004.-216 с.
76. Колчунов Вл. И. Расчетная модель "нагельного эффекта" в железобетонном элементе [Текст] / Вл.И. Колчунов, Э.И. Заздравных // Известия вузов. Строительство. - 1996. - №10. - С.18-25.
77. Колчунов В.И. Расчёт составных тонкостенных конструкций [Текст]/ В.И. Колчунов, Л. А. Панченко. - М.: Изд. АСВ, 1999. - 287с.
78. Комохов П.Г. Долговечность бетона и железобетона/ П.Г. Комохов, В.И. Латыпов, М.В. Латыпова // - Уфа: Изд-во «Белая река», 1998.- 216 с.
79. Кондратьев В.А. Деформативность стыковых соединений в неразрезных плитных системах покрытий. - Дисс.канд.техн.наук. - М.: 1991. - 330с.
80. Котляр Н.Л. Исследование деформаций стыков соединений каркасных конструкций / Н.Л. Котляр, Б.В. Соловьёв-Холмогоров // Исследование прочности и расчёт конструкций многоэтажных зданий. Тр. ин-та. - М.: МНИИТЭП. 1970.- С. 171-185.
81. Крылов С.М., Гуца Ю.П., Абаканов М.С. Прочность статически неопределимых балок, армированных сталью без площадки текучести / Ю.П. Гуца, М.С. Абаканов // - Бетонжелезобетон, 1981, №1. - С. 40-41.
82. Кумпяк О.Г. Расчет изгибаемых железобетонных элементов на кратковременные статические нагрузки с учетом упругопластических свойств материалов / О.Г. Кумпяк, Ю.И. Пузанков // Изв. Сев.-Кавказ. науч. центра высш. шк. Техн. науки. – 1981. – №3. – С.71–74.
83. Лемыш Л.Л. Уточненные инженерные методы расчета по раскрытию трещин и деформациям изгибаемых железобетонных элементов: Дис. канд. техн. наук:05.23.01/ Л.Л. Лемыш // - М., НИИЖБ, 1978. - 126 с.

84. Леонгардт Ф. Предварительно напряженный железобетон / Ф. Леонгардт // – М.: Стройиздат, 1983. – 244 с.

85. Лесюк, И.И. Изгиб железобетонной балки с учетом нелинейной упругости бетона / И.И. Лесюк // Труды Днепропетровского ин-та ж.-д. транспорта, 1977, вып. 189/6.

86. Маилян Д. Р. Влияние армирования и эксцентриситета сжимающего усилия на деформативность бетона и характер диаграммы сжатия / Д. Р. Маилян // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. – Ростов н/Д., 1979. – С. 70-82.

87. Маилян Л.Р. Несущая способность неразрезных балок с высокопрочной преднапряжённой арматурой / Л.Р. Маилян // -Бетон и железобетон, 1982, №7. - С.42 - 43.

88. Маилян Р. Л. Бетон на карбонатных заполнителях / Р. Л. Маилян. –Ростов н/Д :Изд-во Ростов.ун-та, 1967. – 272 с.

89. Маилян Р.Л. О расчете ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах/ Р.Л.Маилян, А.Х.Манукян //- В сб.: Вопросы прочности и деформативности железобетона. - Ростов-на-Дону, 1973. - № 2. - С. 16-24.

90. Мартемьянов В.С. Исследование строительных конструкций, Работающих по схеме составного стержня с применением метода начальных параметров. - Дисс.канд.техн.наук. - Новосибирск: СибАДИ им.В.В. Куйбышева.1971.

91. Мулин Н.М. Арматура и условия ее работы в конструкциях / Н.М. Мулин, Ю.П. Гуща // Бетон и железобетон. – 1971. – № 5. – С. 7–10.

92. Мулин Н.М. Деформации железобетонных элементов при работе арматуры в упругопластической стадии / Н.М. Мулин, Ю.П. Гуща // Бетон и железобетон. – 1970. – № 3. – С. 24–26.

93. Осовских Е.В. К вопросу проведения обследования и усиления несущих конструкций производственных зданий / Е.В. Осовских // Известия юго-

западного государственного университета. Серия: Техника и технологии. – 2012. – № 2-2.- С. 119-122.

94. Осовских Е.В. Деформирование, трещинообразование и разрушение эксплуатируемых железобетонных складчатых покрытий в предельных и за предельных состояниях / Е.В. Осовских, В.И. Колчунов, П.А. Афонин // Строительство и реконструкция. – 2013. - №1(45). – С. 26 - 32.

95. Парфенов С.Г. Методика численного расчета стержневых систем на сейсмические воздействия с учетом податливости основания / С.Г. Парфенов, А.Г. Тамразян, П.А. Буро, И.В. Черный // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2007. № 4-16. С. 55-57.

96. Паршин Л.Ф. Перераспределение усилий в сборных предварительно напряжённых неразрезных балках. - Совершенствование расчёта статически неопределимых железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1968. - С. 173-195.

97. Поляков Л.П. Железобетонные конструкции / Л.П. Поляков, Е.Ф. Лысенко, Л.В. Кузнецов // - К.: Высш. шк., 1984. - 352 с.

98. Попов Н.Н. Железобетонные и каменные конструкции / Н.Н. Попов // - М.: Высш. шк., 1996г. — 255с.

99. Попов Н. Н. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций/ Н. Н. Попов, А. В. Забегаев // – М.: Высш. шк., 1989. – 400с.

100. Попов Н. Н. Расчет конструкций специальных сооружений /Н. Н. Попов, Б.С.Расторгуев // – М. :Стройиздат, 1990. – 208с.

101. Проценко А.М. О предельном равновесии железобетонных конструкций и линейном программировании. – В кн.: Теория железобетона. -М.: Стройиздат,1972. - С. 174-179.

102. Рахманов, В. А. Экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных балок при скоростных нагружениях / В.А. Рахманов, Е.Д. Розовский, Б.Т. Гликман, А.В. Дмитриев // В кн.: Совершенствование методов

расчета зданий и сооружений на динамические воздействия. / – М.: Стройиздат, 1982, – С. 141–142.

103. Рекомендации по расчету ригелей связевого каркаса с учетом совместной работы со сборным настилом / ЦНИИП реконструкции городов. – М.: Стройиздат, 1989. – 20 с.

104. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкции / ЦНИИПромзданий. – М.: Стройиздат, 2002. – 18 с.

105. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки / А.Р. Ржаницин // – М.: Стройиздат, 1986. – 315 с.

106. Саунин В.И. Влияние плит на несущую способность и жёсткость ригелей / В.И. Саунин, В.С. Мартемьянов, В.А. Селиванов // Бетон и железобетон, №5, 1981.- С. 7-8.

107. Селиванов В.А., Мартемьянов В.С. Экспериментальная проверка совместной работы плит с ригелем / В.А. Селиванов, В.С. Мартемьянов // - Всб.: Теоретические и экспериментальные исследования мостов и строительных конструкций, № 2.-Омск: Западно-Сибирское книжное издательство.1970.

108. Семченков А.С. Пространственно-деформирующиеся сборные Железобетонные диски покрытий многоэтажных зданий.Дисс.д-ра техн. наук. - М.: 1992. – 405с.

109. Сетков В.И., Серебин Е.П. Строительные конструкции / В.И. Сетков, Е.П. Серебин // Учебник. - 2-е изд., доп. и испр. - М.: ИНФРА-М, 2005. - 448 с.

110. Складнев Н.Н. Исследование пространственной работы ребристых Железобетонных панелей покрытий и перекрытий на различных стадиях напряжённого состояния. - Дисс.канд.тех.наук. МИСИ им.В.В. Куйбышева. - М.: 1969. - 208с.

111. Соколов Б.С. Примеры расчета и конструирования железобетонных конструкций по СП 52-101-2003 / Б.С. Соколов, Г.П. Никитин, А.Н. Седов // Учебное пособие. - Казань: КГАСУ, 2009г. - 96с.

112. Сокуров А.З. Продавливание плоских железобетонных плит, усиленных поперечной арматурой / А.З. Сокуров // Дисс. канд. техн. наук. - Москва: НИИЖБ им. А. А. Гвоздева, 2015 – 155 с.
113. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – СПб.: ДЕАН, 2005.–128 с.
114. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.
115. СП 52-117-2008. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. – М: НИИЖБ им. А. А. Гвоздева, 2008. – 138 с.
116. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
117. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. - М.: 2004 г. – 42 с.
118. Тамразян А.Г. К расчету плоских железобетонных перекрытий с учетом фактической жесткости сечения / А.Г. Тамразян, И.К. Манаенков // Научное обозрение. 2015. № 8. С. 87-92.
119. Тамразян А.Г. Рациональное расположение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг / А.Г. Тамразян Е.А. Филимонова// Вестник МГСУ. 2013. №11. С. 84-90.
120. Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий, Пособие по проектированию / И.Н. Тихонов // -М., ФГУП "НИЦ "Строительство", НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, ЗАО "КТБ НИИЖБ". 2007. - 168 с.
121. Тихонов И.Н. Проектирование армирования железобетона / И.Н. Тихонов, В.З. Мешков, Б.С. Расторгуев //- М., 2015. - 276с.
122. Федоров В.С. Расчетные модели в теории железобетона / В.С. Федоров, В.Е. Левитский // Перспективы развития строительного комплекса, 2014. Т. - С. 268-279.
123. Фролов А.К. Деформативность опорных участков продольных ребер плит покрытий при действии горизонтальных усилий / А.К. Фролов // Бетон и железобетон, №12. 1973.

124. Фролов А.К. Исследование совместной работы сборных железобетонных элементов в дисках покрытий. - Дисс. канд. техн. Наук /- М.: 1974. - 160с.
125. Фролов А.К. Проектирование железобетонных, каменных и армокаменных конструкций / А.К. Фролов // – М.: АСВ, 2007. – 176 с.
126. Хечумов Р.А. Применение метода конечных элементов к расчету конструкций / Р.А. Хечумов, Х. Кепплер, В.И. Прокопьев // – М.: Издательство АСВ, 1994 г. – 353 с.
127. Холмянский М. М. Заделка арматуры в бетоне / М. М. Холмянский // Бетон и железобетон. – 1965. – №11. – С.21–25.
128. Холмянский М. М. К уточнению расчета железобетонных элементов на чистый изгиб / М. М. Холмянский // Транспортное строительство. – 1977. – №10. – С. 44–46.
129. Чудновский Н.Н. Исследования совместной работы элементов в сборных железобетонных покрытиях / Н.Н. Чудновский, В.А. Селиванов, В.С. Мартемьянов // Бетон и железобетон, №11. 1970.
130. Чудновский Н.Н., Селиванов В.А., Мартемьянов В.С. Расчёт сборных покрытий и перекрытий с учётом совместной работы плит и ригелей / Н.Н. Чудновский, В.А. Селиванов, В.С. Мартемьянов // НТИ Межотраслевые вопросы строительства, отечественный опыт. ЦИНИС, вып. №6. 1968.
131. Шишкин Р.Г. Сборные железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий / Р.Г. Шишкин // – М., Издательство литературы по строительству, Издание 2-е, 1971. - 382 с.
132. Яковленко Г.П. Нелинейный расчет армированных стержней и стержневых конструкций / Г.П. Яковленко // – Л.: издательство Ленинградского университета, 1988.–136 с.
133. Эззи Х. Влияние горизонтального деформирования элементов стропильной рамы на прогиб [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина // Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». – Одесса: ОГАСА, 2013. – С. 202-204.

134. Эззи Х. Определение прогибов стропильных конструкций [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, И.И. Шишов, // Материалы международной научно-практической конференции «Строительная наука». – Владимир: ВлГУ, 2013. – С. 170-173.

135. Эззи Х. Покрытия здания на сборно-монолитных стропильных конструкциях [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, И.И. Шишов, Е.Н. Капцова // «Бетон и железобетон». – 2013. – №3. – С. 30 - 31.

136. Эззи Х. Сборно-монолитная стропильная конструкция и ее соединение с плитами покрытия [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, И.И. Шишов, М.А. Рязанов // Кровельные и изоляционные материалы. – 2014. – № 5. – С. 28 - 31.

137. Эззи Х. Стропильные конструкции из линейных и плоских элементов и их совместная работа с плитами покрытий [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, И.И. Шишов, М.А. Рязанов // «Бетон и железобетон – взгляд в будущее». – 2014. – С. 407 - 414.

138. Эззи Х. Железобетонная стропильная конструкция в виде рамы для покрытия промышленных зданий [Текст] / Х. Эззи // Материалы международной научно-практической конференции. «Строительство – 2014» Современные проблемы промышленного и гражданского строительства. – Ростов-на-Дону, 2014. – С. 237-239.

139. Эззи Х. Рамные стропильные конструкции и плиты покрытия промышленного здания при шаге поперечных рам 15 метров [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, И.И. Шишов, М.А. Рязанов // Материалы межд. науч. конф. «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции. – Чебоксары. – 2014. – С. 251-256.

140. Эззи Х. Инженерное моделирование поведения железобетонных плит покрытия при жестком соединении их с верхним поясом ригеля [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, А.А. Стрекалкин, В.И. Римшин // сборник: «Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения». – Курск, 2015. – С. 267-270.

141. Эззи Х. Комплексное исследование работы плиты покрытия с ригелем [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина // сборник: «Экология и ресурсо-

энергосберегающие технологии на промышленных предприятиях, в строительстве, на транспорте и сельском хозяйстве». Сборник статей XV Международной научно-практической конференции. – Пенза, 2015. – С. 115-121.

142. Эззи Х. Несущие конструкции покрытия промышленного здания при шаге поперечных рам 15 или 18 метров [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, И.И. Шишов, М.А. Рязанов // «Бетон и железобетон». – 2015. – №3. – С.13-16.

143. Эззи Х. Расчет напряженно деформированного состояния железобетонной ребристой плиты покрытия с учетом взаимодействия с ригелем [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, М.В. Лукин // «БСТ». – 2016. – №4. – С. 38 – 40.

144. Эззи Х. Экспериментальные исследования совместного деформирования сборно-монолитной стропильной конструкции с плитами покрытия [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, В.И. Римшин // «БСТ». – 2016. – №4. – С. 35 – 37.

145. Эззи Х. Численный расчет железобетонных ребристых плит с учетом взаимодействия с ригелем в сравнении с данными эксперимента [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, В.И. Римшин // «БСТ». – 2016. – №5. – С. 38 – 39.

146. Эззи Х. Патент на полезную модель № 147222 – «Железобетонное покрытие одноэтажного производственного здания» Рос. Федерация: С.И. Рощина, И.И. Шишов, Х. Эззи, М.А. Рязанов; патентообладатель ВлГУ, № 2014111352; заявл. 25.03.2014 г.; опубл. 29.09.2014 г.

147. Юозайтис И.Б. Исследование работы плит в составе покрытий одноэтажных промышленных зданий. – Автореферат дисс.канд.техн.наук /- М.:1975.

148. Dilger W.H., Koch R., and Kowalczyk R. Ductility of Plain and Confined Concrete under Different Strain Rates // J. of the American Concrete Institute. –1984. – Vol. 81. – № 1. – P. 73–81.

149. Kumar Sh., Barai S.V. Concrete Fracture Models and Applications, Springer-Verlag Berlin, 2011. - 262 p.

150. Liu Y. Modeling the Time-to-Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures. PhD Thesis. – Virginia, USA, 1996. – 128 pp.

151. Neville A.M., Brooks J.J. Concrete Technology, Textbook. — 2nd edition. — Pearson, 2010. — 460 p.

152. Obla K.H. Improving Concrete Quality, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2015. XIV, 192 p.

153. Torrenti J.-M., Pijaudier-Cabot G., Reynouard J.-M. (Eds.). Mechanical Behavior of Concrete, ISTE Ltd and John Wiley & Sons, Inc., 2010. — 448 p.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1.

**Величины относительных деформаций по показаниям многоканального
измерительного комплекса TDS-530**

Таблица 1

№ датчика	Относительные деформации (мкм/м) при загрузении							
	0	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН
1	3275	3272	3270	3268	3267	3263	3259	3256
2	4060	4057	4055	4052	4050	4045	4040	4036
3	3659	3655	3650	3644	3641	3631	3622	3614
4	3738	3733	3728	3723	3717	3708	3697	3690
5	4379	4377	4374	4368	4363	4353	4342	4334
6	3271	3270	3266	3259	3253	3239	3226	3215
7	4113	4112	4111	4109	4107	4099	4092	4086
8	3824	3815	3803	3791	3778	3756	3729	3707
9	3178	3175	3170	3166	3164	3160	3156	3153
10	3336	3331	3322	3313	3307	3294	3282	3273
11	3975	3971	3964	3958	3952	3942	3934	3926
12	3222	3218	3211	3206	3201	3192	3184	3176
13	2829	2826	2822	2818	2815	2808	2801	2795
14	3481	3477	3475	3471	3468	3461	3457	3451
15	3310	3308	3307	3304	3303	3299	3294	3292
16	2827	2820	2809	2802	2796	2786	2775	2766
17	2967	2962	2958	2953	2950	2942	2936	2930
18	2056	2050	2044	2040	2037	2029	2023	2016
19	2780	2775	2770	2765	2762	2756	2747	2742
20	2726	2722	2717	2712	2709	2702	2695	2689
21	2612	2609	2604	2600	2598	2592	2584	2579
22	1438	1404	1355	1316	1284	1232	1184	1144
23	2872	2858	2839	2823	2809	2786	2761	2740
24	1954	1935	1911	1891	1874	1843	1811	1787
25	2709	2704	2701	2697	2693	2687	2679	2673
26	2425	2420	2416	2412	2407	2400	2392	2386
27	2715	2709	2706	2701	2698	2691	2683	2676
28	2725	2721	2718	2714	2712	2707	2701	2697
29	2724	2720	2715	2709	2706	2697	2689	2681
30	1443	1436	1427	1420	1414	1404	1392	1384
31	2439	2437	2435	2433	2431	2427	2423	2420
32	615	613	610	607	605	600	596	592
33	1609	1606	1601	1597	1593	1587	1580	1575
34	2125	2120	2114	2109	2105	2096	2088	2081
35	1723	1718	1711	1704	1699	1689	1678	1670
36	2109	2104	2096	2090	2084	2072	2061	2051
37	2052	2048	2045	2040	2035	2030	2025	2020
38	2114	2111	2109	2100	2090	2080	2070	2060
39	1013	1010	1005	1003	1000	998	993	991
40	1268	1265	1259	1252	1246	1236	1225	1214
41	1488	1485	1480	1475	1470	1460	1451	1443
42	1626	1625	1620	1615	1611	1604	1596	1591
43	845	843	842	839	836	831	825	821
44	845	843	842	839	836	831	825	821
45	241	239	237	235	233	228	225	221

Таблица 2

№ датчика	Относительные деформации (мкм/м) при загрузении							
	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	140 кН	150 кН
1	3253	3251	3251	3251	3252	3252	3252	3253
2	4031	4029	4028	4027	4026	4025	4025	4025
3	3606	3600	3595	3592	3591	3587	3583	3581
4	3681	3674	3669	3664	3660	3655	3651	3645
5	4325	4318	4312	4307	4302	4296	4291	4285
6	3204	3192	3185	3177	3171	3161	3153	3145
7	4080	4075	4071	4066	4063	4060	4059	4085
8	3685	3666	3654	3644	3634	3625	3616	3609
9	3149	3146	3145	3143	3143	3141	3140	3138
10	3262	3254	3247	3240	3233	3224	3215	3206
11	3918	3911	3907	3902	3897	3891	3886	3880
12	3170	3163	3159	3156	3154	3148	3144	3140
13	2790	2787	2783	2782	2780	2777	2775	2774
14	3447	3443	3442	3442	3442	3441	3440	3440
15	3290	3289	3289	3289	3290	3291	3292	3292
16	2758	2750	2745	2742	2739	2734	2731	2727
17	2924	2920	2918	2916	2915	2913	2911	2909
18	2011	2008	2007	2006	2006	2006	2006	2007
19	2736	2732	2731	2730	2731	2731	2732	2735
20	2684	2679	2678	2677	2677	2677	2678	2680
21	2575	2571	2569	2567	2567	2566	2567	2569
22	1109	1079	1059	1042	1027	1008	992	974
23	2720	2704	2693	2684	2677	2668	2662	2657
24	1760	1740	1726	1716	1708	1695	1689	1683
25	2668	2665	2664	2664	2665	2666	2669	2674
26	2380	2375	2374	2373	2371	2371	2372	2376
27	2673	2669	2669	2668	2669	2671	2673	2676
28	2693	2691	2691	2691	2692	2693	2692	2689
29	2675	2669	2664	2659	2652	2645	2633	2604
30	1375	1370	1365	1362	1360	1357	1357	1358
31	2417	2414	2413	2412	2412	2412	2412	2414
32	588	585	583	582	580	578	578	578
33	1569	1563	1560	1557	1555	1551	1548	1547
34	2073	2066	2061	2057	2053	2048	2043	2042
35	1661	1653	1646	1641	1635	1627	1622	1618
36	2041	2031	2025	2016	2009	1999	1992	1986
37	2010	2005	2000	1998	1995	1990	1989	1987
38	2050	2040	2030	2020	2010	2000	1990	1980
39	990	987	986	985	983	982	981	980
40	1204	1193	1185	1176	1169	1158	1148	1137
41	1435	1426	1420	1414	1408	1400	1393	1387
42	1583	1576	1572	1568	1562	1557	1553	1548
43	816	811	808	807	804	801	799	797
44	816	811	808	807	804	801	799	797
45	217	213	212	210	208	207	206	206

Таблица 3

№ датчика	Относительные деформации (мкм/м) при загрузении						
	160 кН	170 кН	180 кН	190 кН	200 кН	210 кН	220 кН
1	3259	3259	3260	3259	3253	3250	3247
2	4028	4029	4034	4032	4028	4026	4020
3	3583	3582	3591	3588	3588	3584	3568
4	3644	3636	3641	3634	3630	3625	3608
5	4280	4268	4268	4260	4253	4245	4226
6	3140	3121	3118	3107	3093	3081	3053
7	4056	4053	4050	4048	4050	4052	4056
8	3604	3571	3554	3538	3526	3517	3501
9	3137	3121	3117	3109	3102	3095	3078
10	3193	3195	3195	3192	3190	3190	3210
11	3873	3876	3877	3875	3875	3877	3898
12	3134	3142	3143	3142	3142	3147	3172
13	2771	2781	2784	2784	2784	2791	2817
14	3439	3451	3455	3455	3456	3463	3492
15	3294	3303	3305	3303	3304	3307	3311
16	2725	2717	2723	2719	2715	2715	2716
17	2908	2894	2898	2893	2888	2886	2885
18	2005	1976	1976	1972	1966	1962	1954
19	2740	2753	2761	2759	2751	2745	2729
20	2684	2696	2704	2709	2706	2698	2685
21	2570	2575	2580	2584	2591	2591	2591
22	966	959	962	942	909	871	776
23	2654	2643	2637	2629	2623	2616	2605
24	1673	1661	1653	1642	1630	1619	1597
25	2675	2687	2699	2702	2705	2706	2709
26	2380	2395	2409	2415	2423	2425	2428
27	2680	2692	2702	2706	2709	2713	2721
28	2684	2689	2695	2695	2692	2696	2703
29	2567	2780	2944	3058	3294	3391	3502
30	1357	1353	1354	1352	1349	1347	1342
31	2416	2416	2417	2413	2413	2413	2416
32	578	576	576	573	570	569	570
33	1545	1539	1539	1532	1525	1522	1520
34	2037	2025	2025	2015	2006	1999	1992
35	1611	1594	1593	1582	1569	1560	1549
36	1977	1954	1954	1941	1924	1912	1896
37	1985	1982	1981	1980	1979	1978	1975
38	1970	1960	1950	1940	1930	1920	1910
39	979	977	974	972	970	969	968
40	1123	1109	1118	1111	1096	1092	1085
41	1375	1367	1375	1371	1361	1359	1357
42	1540	1536	1543	1542	1537	1537	1538
43	792	793	801	804	805	808	808
44	792	793	801	804	805	808	808
45	203	206	213	218	220	225	210

Таблица 4

№ датчика	Относительные деформации (мкм/м) при загрузении						
	Δ10 кН	Δ20 кН	Δ30 кН	Δ40 кН	Δ50 кН	Δ60 кН	Δ70 кН
1	-3	-5	-7	-8	-12	-16	-19
2	-3	-5	-8	-10	-15	-20	-24
3	-4	-9	-15	-18	-28	-37	-45
4	-5	-10	-15	-21	-30	-41	-48
5	-2	-5	-11	-16	-26	-37	-45
6	-1	-5	-12	-18	-32	-45	-56
7	-1	-2	-4	-6	-14	-21	-27
8	-9	-21	-33	-46	-68	-95	-117
9	-3	-8	-12	-14	-18	-22	-25
10	-5	-14	-23	-29	-42	-54	-63
11	-4	-11	-17	-23	-33	-41	-49
12	-4	-11	-16	-21	-30	-38	-46
13	-3	-7	-11	-14	-21	-28	-34
14	-4	-6	-10	-13	-20	-24	-30
15	-2	-3	-6	-7	-11	-16	-18
16	-7	-18	-25	-31	-41	-52	-61
17	-5	-9	-14	-17	-25	-31	-37
18	-6	-12	-16	-19	-27	-33	-40
19	-5	-10	-15	-18	-24	-33	-38
20	-4	-9	-14	-17	-24	-31	-37
21	-3	-8	-12	-14	-20	-28	-33
22	-34	-83	-122	-154	-206	-254	-294
23	-14	-33	-49	-63	-86	-111	-132
24	-19	-43	-63	-80	-111	-143	-167
25	-5	-8	-12	-16	-22	-30	-36
26	-5	-9	-13	-18	-25	-33	-39
27	-6	-9	-14	-17	-24	-32	-39
28	-4	-7	-11	-13	-18	-24	-28
29	-4	-9	-15	-18	-27	-35	-43
30	-7	-16	-23	-29	-39	-51	-59
31	-2	-4	-6	-8	-12	-16	-19
32	-2	-5	-8	-10	-15	-19	-23
33	-3	-8	-12	-16	-22	-29	-34
34	-5	-11	-16	-20	-29	-37	-44
35	-5	-12	-19	-24	-34	-45	-53
36	-5	-13	-19	-25	-37	-48	-58
37	-4	-7	-12	-17	-22	-27	-32
38	-3	-5	-14	-24	-34	-44	-54
39	-3	-8	-10	-13	-15	-20	-22
40	-3	-9	-16	-22	-32	-43	-54
41	-3	-8	-13	-18	-28	-37	-45
42	-1	-6	-11	-15	-22	-30	-35
43	-2	-3	-6	-9	-14	-20	-24
44	-2	-3	-6	-9	-14	-20	-24
45	-2	-4	-6	-8	-13	-16	-20

Таблица 5

№ датчика	Относительные деформации (мкм/м) при нагружении							
	Δ80 кН	Δ90 кН	Δ100 кН	Δ110 кН	Δ120 кН	Δ130 кН	Δ140 кН	Δ150 кН
1	-22	-24	-24	-24	-23	-23	-23	-22
2	-29	-31	-32	-33	-34	-35	-35	-35
3	-53	-59	-64	-67	-68	-72	-76	-78
4	-57	-64	-69	-74	-78	-83	-87	-93
5	-54	-61	-67	-72	-77	-83	-88	-94
6	-67	-79	-86	-94	-100	-110	-118	-126
7	-33	-38	-42	-47	-50	-53	-54	-28
8	-139	-158	-170	-180	-190	-199	-208	-215
9	-29	-32	-33	-35	-35	-37	-38	-40
10	-74	-82	-89	-96	-103	-112	-121	-130
11	-57	-64	-68	-73	-78	-84	-89	-95
12	-52	-59	-63	-66	-68	-74	-78	-82
13	-39	-42	-46	-47	-49	-52	-54	-55
14	-34	-38	-39	-39	-39	-40	-41	-41
15	-20	-21	-21	-21	-20	-19	-18	-18
16	-69	-77	-82	-85	-88	-93	-96	-100
17	-43	-47	-49	-51	-52	-54	-56	-58
18	-45	-48	-49	-50	-50	-50	-50	-49
19	-44	-48	-49	-50	-49	-49	-48	-45
20	-42	-47	-48	-49	-49	-49	-48	-46
21	-37	-41	-43	-45	-45	-46	-45	-43
22	-329	-359	-379	-396	-411	-430	-446	-464
23	-152	-168	-179	-188	-195	-204	-210	-215
24	-194	-214	-228	-238	-246	-259	-265	-271
25	-41	-44	-45	-45	-44	-43	-40	-35
26	-45	-50	-51	-52	-54	-54	-53	-49
27	-42	-46	-46	-47	-46	-44	-42	-39
28	-32	-34	-34	-34	-33	-32	-33	-36
29	-49	-55	-60	-65	-72	-79	-91	-120
30	-68	-73	-78	-81	-83	-86	-86	-85
31	-22	-25	-26	-27	-27	-27	-27	-25
32	-27	-30	-32	-33	-35	-37	-37	-37
33	-40	-46	-49	-52	-54	-58	-61	-62
34	-52	-59	-64	-68	-72	-77	-82	-83
35	-62	-70	-77	-82	-88	-96	-101	-105
36	-68	-78	-84	-93	-100	-110	-117	-123
37	-42	-47	-52	-54	-57	-62	-63	-65
38	-64	-74	-84	-94	-104	-114	-124	-134
39	-23	-26	-27	-28	-30	-31	-32	-33
40	-64	-75	-83	-92	-99	-110	-120	-131
41	-53	-62	-68	-74	-80	-88	-95	-101
42	-43	-50	-54	-58	-64	-69	-73	-78
43	-29	-34	-37	-38	-41	-44	-46	-48
44	-29	-34	-37	-38	-41	-44	-46	-48
45	-24	-28	-29	-31	-33	-34	-35	-35

Таблица 6

№ датчика	Относительные деформации (мкм/м) при загрузении						
	Δ160 кН	Δ170 кН	Δ180 кН	Δ190 кН	Δ200 кН	Δ210 кН	Δ220 кН
1	-16	-16	-15	-16	-22	-25	-28
2	-32	-31	-26	-28	-32	-34	-40
3	-76	-77	-68	-71	-71	-75	-91
4	-94	-102	-97	-104	-108	-113	-130
5	-99	-111	-111	-119	-126	-134	-153
6	-131	-150	-153	-164	-178	-190	-218
7	-57	-60	-63	-65	-63	-61	-57
8	-220	-253	-270	-286	-298	-307	-323
9	-41	-57	-61	-69	-76	-83	-100
10	-143	-141	-141	-144	-146	-146	-126
11	-102	-99	-98	-100	-100	-98	-77
12	-88	-80	-79	-80	-80	-75	-50
13	-58	-48	-45	-45	-45	-38	-12
14	-42	-30	-26	-26	-25	-18	11
15	-16	-7	-5	-7	-6	-3	1
16	-102	-110	-104	-108	-112	-112	-111
17	-59	-73	-69	-74	-79	-81	-82
18	-51	-80	-80	-84	-90	-94	-102
19	-40	-27	-19	-21	-29	-35	-51
20	-42	-30	-22	-17	-20	-28	-41
21	-42	-37	-32	-28	-21	-21	-21
22	-472	-479	-476	-496	-529	-567	-662
23	-218	-229	-235	-243	-249	-256	-267
24	-281	-293	-301	-312	-324	-335	-357
25	-34	-22	-10	-7	-4	-3	0
26	-45	-30	-16	-10	-2	0	3
27	-35	-23	-13	-9	-6	-2	6
28	-41	-36	-30	-30	-33	-29	-22
29	-157	-160	-162	-163	-164	-165	-166
30	-86	-90	-89	-91	-94	-96	-101
31	-23	-23	-22	-26	-26	-26	-23
32	-37	-39	-39	-42	-45	-46	-45
33	-64	-70	-70	-77	-84	-87	-89
34	-88	-100	-100	-110	-119	-126	-133
35	-112	-129	-130	-141	-154	-163	-174
36	-132	-155	-155	-168	-185	-197	-213
37	-67	-70	-71	-72	-73	-74	-77
38	-144	-154	-164	-174	-184	-194	-204
39	-34	-36	-39	-41	-43	-44	-45
40	-145	-159	-150	-157	-172	-176	-183
41	-113	-121	-113	-117	-127	-129	-131
42	-86	-90	-83	-84	-89	-89	-88
43	-53	-52	-44	-41	-40	-37	-37
44	-53	-52	-44	-41	-40	-37	-37
45	-38	-35	-28	-23	-21	-16	-31

ПРИЛОЖЕНИЕ 2.

Экономическая эффективность принятого решения

В таблице 1 и на Рисунке 1 приводится технико-экономическое сравнение вариантов покрытия пролетом 24м при шаге поперечных рам 12м и полной расчетной нагрузке от покрытия и снега $0,6105 \text{ т/м}^2$. Рассматривается пять вариантов. Первые два – это типовые решения на основе стропильных ферм: раскосных сегментных и безраскосных соответственно, варианты 3,4,5 – предлагаемые решения, различающиеся только высотой ригеля. В варианте 3 высота стропильной конструкции и покрытия в целом минимальна – 0.75м на опоре и 1.75м в середине пролета в осях верхнего и нижнего поясов. В каждом из вариантов 4 и 5 высота на 0.25м больше, чем в предыдущем.

Таблица 1 – Расход бетона и продольной рабочей арматуры на покрытие

Вид покрытия		Стропильная конструкция		Ребристая плита		На три пролета в 24м длиной 1200м		Высота покрытия, м
		Объем бетона, м^3	Напрягаемая арматура, кг	Объем бетона, м^3	Продольная рабочая арматура, кг	Объем бетона, м^3	Продольная рабочая арматура, кг	
Типовые	Вар.1. На раскосных фермах	7,42 М400	474 П-7	2,96 М500	88 П-7	7850 М500	259000 П-7	3,75
	Вар.2. На безраскосных фермах	7,3 М500	638 П-7			7840 М500	275000 П-7	3,75
Предлагаемые	Вар.3. Н= 0,75÷1,75 м	6,93 В40	584 К-19	2,86 В40	26,8 К-7 27,7 А500	7560 В40	123000 К-7, К-19 66500 А500	2,10
	Вар.4. Н= 1,0÷2,0м	7,2 В40	535 К-19			7590 В40	118000 К-7, К-19 66500 А500	2,35
	Вар.5. Н= 1,25÷2,25м	7,48 В40	487 К-19			7620 В40	114000 К-7, К-19 66500 А500	2,60

Габаритная высота покрытия в середине пролета в типовых решениях 3.75м, в предлагаемых – 2.1, 2.35, 2.60м. По расходу бетона решения различаются незначительно, но в предлагаемых вариантах используется более прочный бетон класса В40. Расход предварительно напряженной арматуры на ригель по вариантам: 474 и 638кг класса П-7 для типовых решений и 584, 535, 487кг класса

К-19 для предлагаемых. Конструкция имеет высокую жесткость: максимальное перемещение от длительной нагрузки для вариантов 3, 4, 5 соответственно составляет 62.13, 49.61, 47.57мм. Трещиностойкость нижнего пояса достаточна: максимальная ширина раскрытия трещин 0.07мм при предельно допустимом значении 0.20мм.

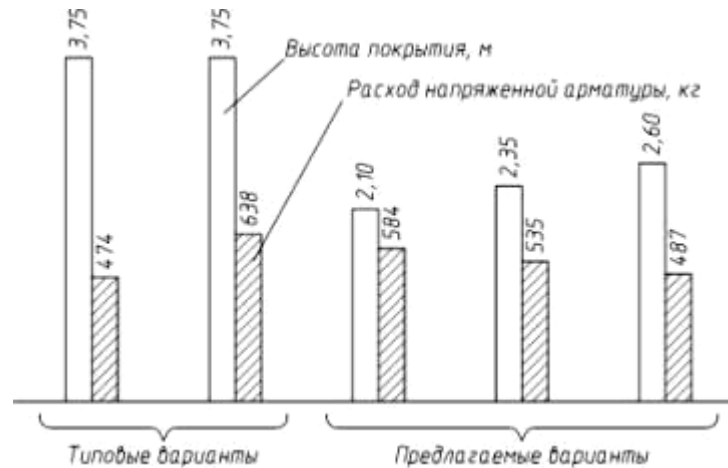


Рисунок 1 – Сравнение стропильных конструкций

В таблице приводится, для примера, суммарный расход бетона и продольной рабочей арматуры нижнего пояса стропильных конструкций и ребристых плит для здания длиной 1200м, имеющего три пролета по 24м. В типовых решениях расход указанной арматуры составил бы 259 и 275т класса П-7; в предлагаемых – 123, 118, 114т класса К-7 и 66.5т (в каждом варианте) класса А500. По расходу бетона варианты различаются мало.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3.

Акты об использовании результатов диссертационной работы



А К Т

использования в учебном процессе результатов
 кандидатской диссертации Эззи Хишама на тему
 «Совместная работа сборно монолитных стропильных конструкций с плитами
 покрытия промышленных зданий».

Мы, нижеподписавшиеся: начальник Учебно-методического управления к.т.н., доц. Шеин И.П., декан Архитектурно-строительного факультета к.т.н., доц. Авдеев С.Н., зав. кафедрой Строительных конструкций, д.т.н., проф. Рощина С.И. составили настоящий акт о том, что результаты кандидатской диссертации Эззи Хишама используются в учебном процессе для бакалавров по профилю подготовки 08.03.01 «Строительство» и магистров по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство», а именно:

1. В лекциях по курсам:
 - Железобетонные конструкции;
 - Компьютерные методы проектирования и расчета;
 - Инженерные сооружения и конструкции;
 - Проектирование каркасных и бескаркасных зданий и сооружений;
2. В курсовом проектировании по дисциплинам:
 - Железобетонные конструкции;
 - Расчет и конструирование элементов зданий и сооружений;
3. В дипломном проектировании.

Начальник
 Учебно-методического управления
 к.т.н., доцент

Декан АСФ
 к.т.н., доцент

Зав. каф. СК
 д.т.н., профессор

 Шеин И.П.
 Авдеев С.Н.
 Рощина С.И.

Российская Федерация - РОССИЯ



Общество с ограниченной ответственностью
“ТЭЗиСПроект”

600007, г.Владимир, ул.1-ая Пионерская д.38
 Фактический адрес: 600005, г. Владимир,
 ул. 850-летия, д.1/46, офис 16
 Телефон/факс: (4922) 53-75-04
 Телефон: (4922) 53-75-94, 9056181599
 E-Mail: mail@tezprojekt.ru

15.03.2015 № 32

А К Т

об использовании результатов диссертационной работы
 Эззи Хишама
 на соискание ученой степени кандидата технических наук
 на тему: «Совместная работа сборно-монолитных стропильных
 конструкций с плитами покрытия промышленных зданий».

Теоретические и экспериментальные результаты диссертационной работы инженера Эззи Хишама «Совместная работа сборно-монолитных стропильных конструкций с плитами покрытия промышленных зданий» использованы при проектировании и расчете новых сборно-монолитных покрытий, а также при разработке проектов реконструкции и усиления железобетонных стропильных конструкций, разрабатываемых ООО «ТЭЗиСПроект».

Генеральный директор
 ООО «ТЭЗиСПроект»



А.И. Земсков