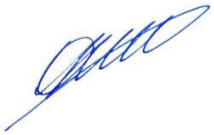
Акционерное общество «Центральный научно-исследовательский
и проектно-экспериментальный институт промышленных
зданий и сооружений – ЦНИИПромзданий»
(АО «ЦНИИПромзданий»)

На правах рукописи

Быбка Александр Васильевич



ЖЕСТКОСТЬ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Трекин Николай Николаевич

Москва – 2026

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ 4
ГЛАВА 1 РАБОТА НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ 12
1.1 Конструктивные решения многоэтажных каркасных зданий 12
1.2 Конструктивные решения дисков перекрытия 20
1.3 Методы расчета многоэтажных каркасных зданий 29
1.4 Влияния дисков перекрытия на пространственную жесткость каркаса 32
1.5 Выводы 35
ГЛАВА 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ИЗ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ 37
2.1 Цели и задачи экспериментальных исследований 37
2.2 Экспериментальные исследования взаимодействия пустотных плит в составе фрагмента перекрытия при вертикальной нагрузке 40
2.2.1 Конструкция фрагмента перекрытия 40
2.2.2 Совместная работа плит в составе фрагмента при вертикальной нагрузке 45
2.2.3 Прочность продольных швов 48
2.2.4 Оценка сопротивления продольных швов сдвигу 50
2.3 Экспериментальные исследования работы связевых плит 52
2.3.1 Методика проведения испытаний 52
2.3.2 Результаты испытаний связевой плиты 53
2.3.3 Жесткость связевой плиты в плоскости диска перекрытия 62
2.4 Выводы 64
3 РАЗРАБОТКА РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ДЛЯ УЧЕТА ДЕФОРМАТИВНОСТИ ШВОВ 68
3.1 Обоснование расчетной модели ячейки перекрытия 68
3.2 Экспериментальные исследования по обоснованию схемы деформирования расчетной модели ячейки перекрытия при горизонтальной нагрузке 71
3.3 Взаимодействие сборных плит перекрытия с опорными конструкциями 76
3.4 Определение перемещений по расчетной модели плиты 79

3.5 Определение жесткостных характеристик связей расчетной модели плиты в составе перекрытия 82
3.6 Экспериментальные данные по диапазонам изменения жесткостных характеристик расчетной модели 83
3.7 Численные исследования работы расчетной пластинчато-стержневой модели..... 92
3.7.1 Фрагмент перекрытия из многопустотных плит 92
3.7.2 Фрагмент покрытия из ребристых плит..... 97
3.8 Выводы 101
ГЛАВА 4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ЖЕСТКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ 102
4.1 Методика определения поправочных коэффициентов к жесткости плит с учетом деформативности швов..... 102
4.2 Определения величин поправочных коэффициентов 104
4.3 Расчет перемещений плит экспериментальных фрагментов перекрытий по конечно-элементной модели 112
4.4 Выводы 118
ГЛАВА 5 УЧЕТ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ РАСЧЕТЕ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСОВ 120
5.1 Расчетный анализ многоэтажных каркасов с учетом деформативности перекрытий..... 120
5.2 Выводы 134
ЗАКЛЮЧЕНИЕ 135
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ..... 137
ПРИЛОЖЕНИЕ А Справки о внедрении результатов работ 155

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Большинство гражданских и промышленных сооружений, выполненных из сборного железобетона, имеют каркасную конструктивную систему. Это неразрывно связано с повышением эффективности капитального строительства, что, в свою очередь, обеспечивается ростом экономичности железобетонных конструкций за счет уменьшения их материалоемкости, энергоемкости, применения прогрессивных технологий изготовления и монтажа конструкций без снижения их эксплуатационных свойств, надежности и долговечности. Это также позволяет гибко подходить к планировочным решениям и использовать все возможности индустриализации производства сборных железобетонных элементов. При этом, в каркасных системах несущие и ограждающие конструкции имеют четкое деление по функциональной принадлежности, в соответствии с их степенью участия в работе всей каркасной системы.

Многочисленные обследования существующих каркасных зданий из сборного железобетона показывают, что швы между элементами перекрытий (покрытий) имеют различное состояние: замоноличенные, некачественно замоноличенные (со строительным мусором) и незамоноличенные. Эти состояния швов обусловлены как отсутствием контроля на стадии монтажа, так и при эксплуатации или в ходе проведения ремонтных работ.

Податливость дисков перекрытия, обусловленная большим количеством соединений между плитами и плитами и ригелями, приводит к непропорциональному жесткостям загружению вертикальных конструкций и, следовательно, требует учета при расчете каркасов.

Поэтому особенно актуальным остается вопрос оценки жесткости сборных дисков перекрытий в горизонтальной плоскости и учета этого фактора при анализе напряженно-деформированного состояния всего каркаса здания.

Степень разработанности темы исследования. Весомый вклад в разработку и развитие методов расчета при проектировании зданий с такими несущими системами внесли ученые и специалисты: А.В. Александров, Я.М. Айзенберг,

В.Н. Байков, В.М. Бондаренко, Г.И. Бердичевский, А.П. Васильев, Б.Ф. Васильев, Н.М. Володин, А.А. Гвоздев, М.И. Додонов, П.Ф. Дроздов, А.С. Залесов, Н.И. Карпенко, В.А. Клевцов, Э.Н. Кодыш, С.М. Крылов, С.Г. Ларионов, А.Н. Мамин, Л.Л. Паньшин, С.В. Поляков, А.Р. Ржаницын, А.С. Семченков, Н.Н. Складнев, В.Е. Сно, А.Г. Тамразян, В.И. Травуш, Н.Н. Трекин, В.В. Ханджи, П.П. Шагин, Н.Н. Шапошников и многие другие.

На начальном этапе формирования и последующего развития методов расчета каркасных зданий многие исследователи принимали сборные перекрытия жесткими в своей плоскости, по аналогии с монолитными. Однако, последующие многочисленные экспериментальные исследования таких ученых как Айзенберг Я.М., Байков В.Н., Додонов М.И., Дроздов П.Ф., Дыховичный Ю.А., Егупов В.К., Клевцов В.А., Кодыш Э.Н., Мамин А.Н., Паньшин Л.Л., Поляков В.С., Семченков А.С., Складнев Н.Н., Сно В.Е., Трекин Н.Н. и многих других показали, что сборные диски перекрытия, хотя и являются единой пространственной системой благодаря устройству сопряжений в них и с опорными конструкциями, но их жесткость имеет конечную величину и во многом зависит от их конструкции, в том числе конструкции и состояния соединений элементов в них. На практике же, неучет факторов взаимодействия сборных конструкций не позволяет учесть взаимное влияние при работе дисков перекрытия совместно с вертикальными конструкциями, которое, как отмечают многие исследователи, приводит к неравномерному распределению внешних нагрузок, особенно действующих в плоскости дисков перекрытия, между вертикальными элементами. Нагрузки в этом случае распределяются не в соответствии с жесткостями вертикальных элементов, а по иным законам, что наиболее выражено в зданиях с несимметричным расположением элементов жесткости.

Цель диссертационной работы заключается в разработке методики определения жесткостных характеристик дисков перекрытий многоэтажных каркасных зданий из сборных железобетонных плит в своей плоскости на основе учета общих закономерностей деформирования узловых сопряжений плит, ригелей и колонн.

Для достижения поставленной цели решены следующие задачи:

- проведен анализ имеющихся отечественных и зарубежных подходов к учету податливости дисков перекрытий и покрытия и его влиянию на напряженно-деформированное состояние несущих систем каркасных зданий;

- экспериментально и теоретически исследованы жесткостные характеристики межплитных швов и сопряжений с опорными конструкциями при вертикальных и горизонтальных нагрузках;

- проанализировано влияние на деформативность сборных дисков перекрытий межплитных швов и основных сопряжений в них;

- разработана расчетную модель плит перекрытия (покрытия) для расчета на горизонтальные нагрузки, учитывающую деформативность межплитных швов и сопряжений плит с опорными конструкциями;

- выполнены численные исследования работы расчетной модели ячейки перекрытия в составе дисков из пустотных и ребристых плит;

- разработана методика определения податливости сборных дисков перекрытий (покрытий) из многопустотных;

- численно исследовано влияние податливости сопряжений фрагментов диска перекрытия (покрытия) на его общую деформативность и сопоставить с данными ранее проведенных натурных экспериментов;

- проведены численные исследования влияния жесткостных характеристик дисков перекрытий (покрытий) на напряженно-деформированное состояние многоэтажных несущих каркасных систем.

Объект исследования – сборные диски перекрытия (покрытия) из многопустотных плит.

Предмет исследования – жесткость дисков перекрытий в горизонтальной плоскости с учетом податливости стыков между плитами, плитами и опорными конструкциями каркасной системы.

Научно-техническая гипотеза заключается в том, что податливость дисков перекрытий в горизонтальной плоскости вызвана деформативностью многочисленных сопряжений между плитами, плит с опорными конструкциями и вертикальными несущими элементами каркаса.

Научная новизна диссертационной работы заключается в:

1. Полученных экспериментально-теоретических данных по прочности и деформативности сопряжений плит между собой через межплитные швы и с опорными конструкциями.

2. Разработанной расчетной модели плиты сборного перекрытия (покрытия) для анализа влияния деформативности межплитных швов и сопряжений с поддерживающими конструкциями на податливость плит в составе диска при горизонтальных нагрузках.

3. Разработанной методике определения жесткости элементов расчетной модели сборного перекрытия (покрытия) из многопустотных плит.

4. Определении степени влияния податливости сборных дисков перекрытий (покрытий) на перераспределение усилий в несущей системе многоэтажных каркасных зданий.

5. Методике определения поправочного коэффициента к жесткости сборных перекрытий (покрытий), учитывающего податливость соединений в них, в зависимости от состояния межплитных швов и опорных сопряжений.

Теоретическая значимость работы заключается в разработке методики определения жесткостных характеристик дисков перекрытий из сборных железобетонных плит, в зависимости от состояния стыков между элементами перекрытия, а также узловых сопряжений с элементами несущей системы при расчете многоэтажных каркасных зданий.

Практическая значимость работы заключается в:

- разработанной методике оценки влияния межплитных швов и опорных сопряжений на деформативность плит в составе перекрытия (покрытия);

- разработанных рекомендациях по учету податливости дисков перекрытий

(покрытий) из сборных железобетонных плит при расчете многоэтажных каркасных зданий.

Выполненная работа позволяет уточнять расчетные модели каркасов, с учетом особенностей деформирования перекрытий в своей плоскости, и может использоваться проектировщиками как при новом проектировании и реконструкции, так и при обследовании каркасных зданий.

Методология и методы исследования. Методологической основой диссертационной работы являлись анализ проведенных теоретических исследований в части расчета каркасных зданий с учетом податливости узловых сопряжений, экспериментальных исследований работы фрагментов сборных дисков и элементов перекрытий российских и иностранных авторов, в том числе исследования автора, численное моделирование работы локальных участков на плоских моделях сборных перекрытий и полностью каркасов зданий на пространственных моделях с подтверждением сходимости с экспериментальными данными.

Положения, которые выносятся на защиту:

1. Обоснование необходимости учета податливости дисков перекрытий из сборных плит.

2. Полученные экспериментально-теоретические данные по прочности и деформативности межплитных швов и сопряжений плит с опорными конструкциями.

3. Расчетные модели плиты и ячейки перекрытия (покрытия) для расчета диска на горизонтальные нагрузки, учитывающие податливость сопряжений.

4. Методика определения податливости соединений в сборных дисках перекрытий (покрытий).

5. Результаты численных исследований влияния установленного диапазона податливости узловых сопряжений на деформативность сборных элементов перекрытий и полносборных дисков перекрытий многоэтажных зданий на плоских и пространственных расчетных моделях.

6. Рекомендации по учету податливости дисков перекрытий (покрытий) из сборных железобетонных многопустотных плит в пространственных расчетных моделях многоэтажных каркасов по методу конечных элементов.

7. Установленный характер влияния податливости дисков перекрытий на перераспределение усилий в несущих элементах каркаса.

Личный вклад автора заключается в постановке задач исследования, участии в экспериментальных исследованиях прочности и деформативности плит перекрытий в составе фрагмента перекрытия, разработке методики определения жесткости соединений в сборных перекрытиях, а также разработке рекомендаций по учету податливости дисков перекрытий из сборных железобетонных многопустотных плит в пространственных расчетных моделях многоэтажных каркасов по методу конечных элементов.

Степень достоверности результатов подтверждается:

- применением при проведении экспериментальных исследований поверенного оборудования;

- проведением численных исследований с использованием современных сертифицированных и верифицированных расчетных программных комплексов;

- использованием в теоретических исследованиях базовых принципов строительной механики и механики железобетона;

- удовлетворительной сходимостью полученных результатов с данными, полученными в ходе экспериментальных исследований, выполненными различными авторами.

Внедрение результатов работы. Результаты диссертации использованы при обследовании эксплуатируемых зданий, проектировании надстроек и расчетах ряда многоэтажных каркасных зданий в рамках научно-технического сопровождения проектной документации, в том числе:

- объект «Гостиница «Белград», г. Москва;

- объект «Административное здание ОСАО «Ингосстрах», г. Москва;

- «Учебные корпуса федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Российская академия народного хозяйства и государственной службы при Президенте Российской Федерации» (г. Москва, просп. Вернадского, д. 84, строения 1 и 2). Учебный корпус № 6 (строение 2)»;

- «Реконструкция объекта. «Учебные корпуса федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Российская академия народного хозяйства и государственной службы при Президенте Российской Федерации» (г. Москва, просп. Вернадского, д. 84, строения 1 и 2)». Учебный корпус № 1 (строение 1)»;

- «Реконструкция здания Института экспериментальной кардиологии (строения 2, 6, 7, 8), второй пусковой комплекс» по адресу: г. Москва, ул. 3-я Черепковская, д. 15А;

- «Создание участка получения диоксида урана методом восстановительного пирогидролиза в корпусе 205 цеха 48 г. Электросталь, Московская область».

Апробация результатов

Основные положения диссертации докладывались на семинарах и научно-технических конференциях, в том числе международных:

- VII Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию с международным участием (г. Сочи, 2007 г.);

- XXII Интернациональная научная конференция “Construction the Formation of Living Environment” FORM-2019 (г. Ташкент, 2019 г.);

- Международный строительный конгресс «Наука. Инновации. Цели. Строительство» (г. Москва, 2023 г.);

- Международный форум конструкторов-строителей и инженеров-расчетчиков «ИНТЕРКОНСТРОЙ-2024» в рамках «XI Международного строительного форума 100+ Techno Build» (г. Екатеринбург, 2024 г.);

- XII Международный строительный форум 100+ Techno Build (г. Екатеринбург, 2025 г.).

Основные положения диссертации **опубликованы** в 12 научных публикациях, из которых 2 опубликованы в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий, рекомендуемых ВАК РФ, 2 в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus, WEB of Science и др., 7 в других научных изданиях и 1 патент.

Диссертация выполнена в Центральном научно-исследовательском и проектно-экспериментальном институте промышленных зданий и сооружений (АО «ЦНИИПромзданий») под руководством д.т.н., профессора Трекина Н.Н. при научном консультировании д.т.н., профессора Э.Н. Кодыша.

ГЛАВА 1 РАБОТА НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

1.1 Конструктивные решения многоэтажных каркасных зданий

Большинство каркасных зданий, эксплуатируемых и по настоящее время, выполнены из сборных железобетонных конструкций. Объем существующих многоэтажных зданий такого типа оценивается в приблизительно 40 %.

Такой выбор, в свое время, был продиктован экономическими факторами, параметрами огнестойкости и длительным сроком службы таких конструкций. Хотя монолитный железобетон обладает определенными преимуществами с точки зрения эстетики и экономики, в России традиционно преобладало применение сборного железобетона. Исторически такое положение вещей связано с необходимостью ускоренного внедрения индустриальных технологий строительства, нехваткой современного оборудования для непрерывной подачи бетона, дефицита качественной опалубки, а также особенностями климата ряда регионов страны. Большое количество существующих в настоящее время предприятий по производству изделий из железобетона свидетельствует о сохранении тенденции к строительству из сборного железобетона, хотя и растет популярность монолитного железобетона, сталежелезобетона и стальных конструкций для строительства таких зданий.

В общем случае на каркас здания действуют внешние вертикальные и горизонтальные нагрузки. Каждый вид нагрузки воспринимается как непосредственно соответствующими элементами каркаса, так и опосредованно передачей ее и распределением между элементами через соединения.

Одной из основополагающих характеристик многоэтажного каркаса является способ сопротивления горизонтальному воздействию, с одновременным обеспечением его жесткости как пространственной системы, в том числе применением соответствующих узловых соединений вертикальных и горизонтальных несущих элементов каркасной системы.

В соответствии с такими признаками нормативные документы [100] классифицируют конструктивные системы каркасных зданий на три группы (см. рисунок 1.1):

- связевые;

- рамно-связевые;

- рамные.

Соответственно, для принятой системы классификации различают тип основных узлов соединения вертикальных и горизонтальных элементов рам (см. рисунок 1.2):

- шарнирные;

- жесткие,

которые применяются как отдельно, так и совместно, в зависимости от типа каркаса.

В качестве связей в связевых и рамно-связевых каркасах могут выступать как металлические связи или связевые панели, так и железобетонные стены жесткости или ядра жесткости, образованные стенами, например, лестнично-лифтовых узлов (см. рисунок 1.3).

Для конструкций таких каркасов специалистами крупных научно-исследовательских организаций, таких как: НИИЖБ, ЦНИИПромзданий, ЦНИИСК и других, были разработаны типовые серии строительных конструкций, изделий и узлов, которые активно применялись при проектировании зданий.

Впервые связевый каркас в СССР был применен при строительстве высотных зданий на Новом Арбате (бывший проспект Калинина) в г.Москве в начале 60-х годов XX века.

В дальнейшем номенклатура изделий совершенствовалась и развивалась и в 1972 г. в ЦНИИЭП ТБЗ и ТК разработан типовой каркас серии ИИ-04, в основном для зданий гражданского назначения. Эта серия включала разновидности как связевого, так и рамного каркаса.

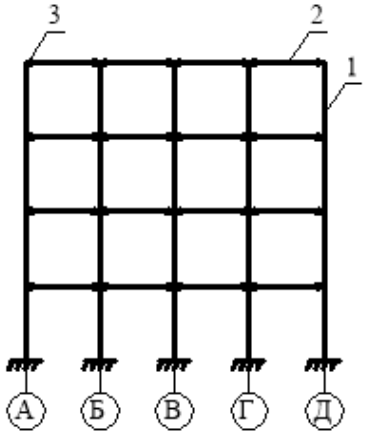
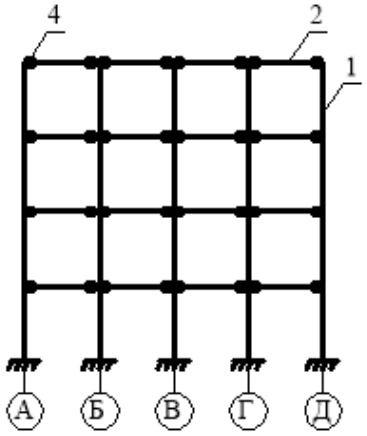
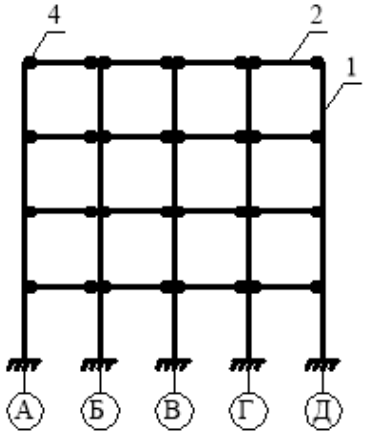
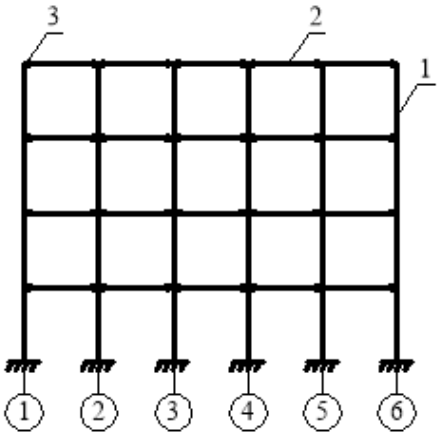
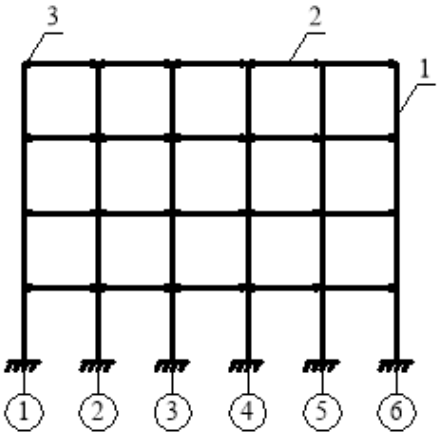
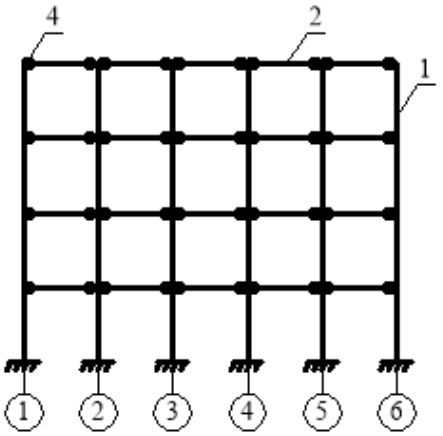
	Связевый каркас	Рамно-связевый каркас	Рамный каркас
Поперечная рама			
Продольная рама			

Рисунок 1.1 – Группы классификации каркасных систем:
1 - железобетонная колонна; 2 - железобетонный ригель; 3 - шарнирный узел; 4 - жесткий (рамный) узел.

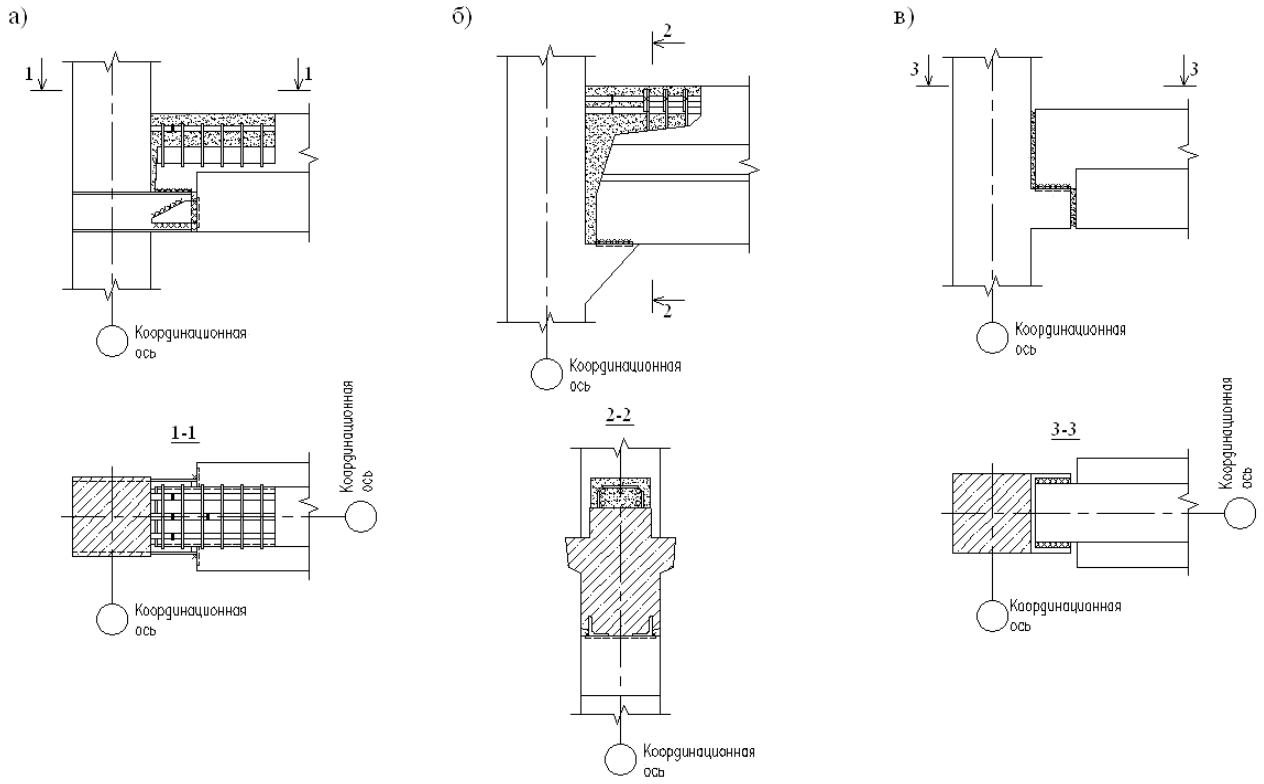


Рисунок 1.2 – Типовые узлы соединений ригелей и колонн [59]:
а) жесткий рамный узел (серия 1.020.1-4);
б) жесткий рамный узел (серия 1.420.1-19);
в) шарнирный узел (серия 1.020-1/87).

Приблизительно в то же время появилась и серия конструкций рамно-связевого каркаса ИИ-20 для промышленных зданий, разработанная ЦНИИПромзданий, совместно с другими организациями, и в дальнейшем переработанная в серии 1.420-12, 1.420-6 и 1.4201-19 [93].

В 1983 г. ЦНИИпромзданий, совместно с ЦНИИЭП ТБЗ и ТК, разработана серия 1.020-1/83 межвидового применения с последующим развитием ее, представленным типовыми сериями для рамного каркаса 1.020.1-4 [91] и для связевого каркаса 1.020-1/87 [92].

Конструкции типовых серий применяются как в зданиях гражданского, так и промышленного назначения. Большое количество серий типовых конструкций для каркасного строительства было разработано специалистами ЦНИИПромзданий.

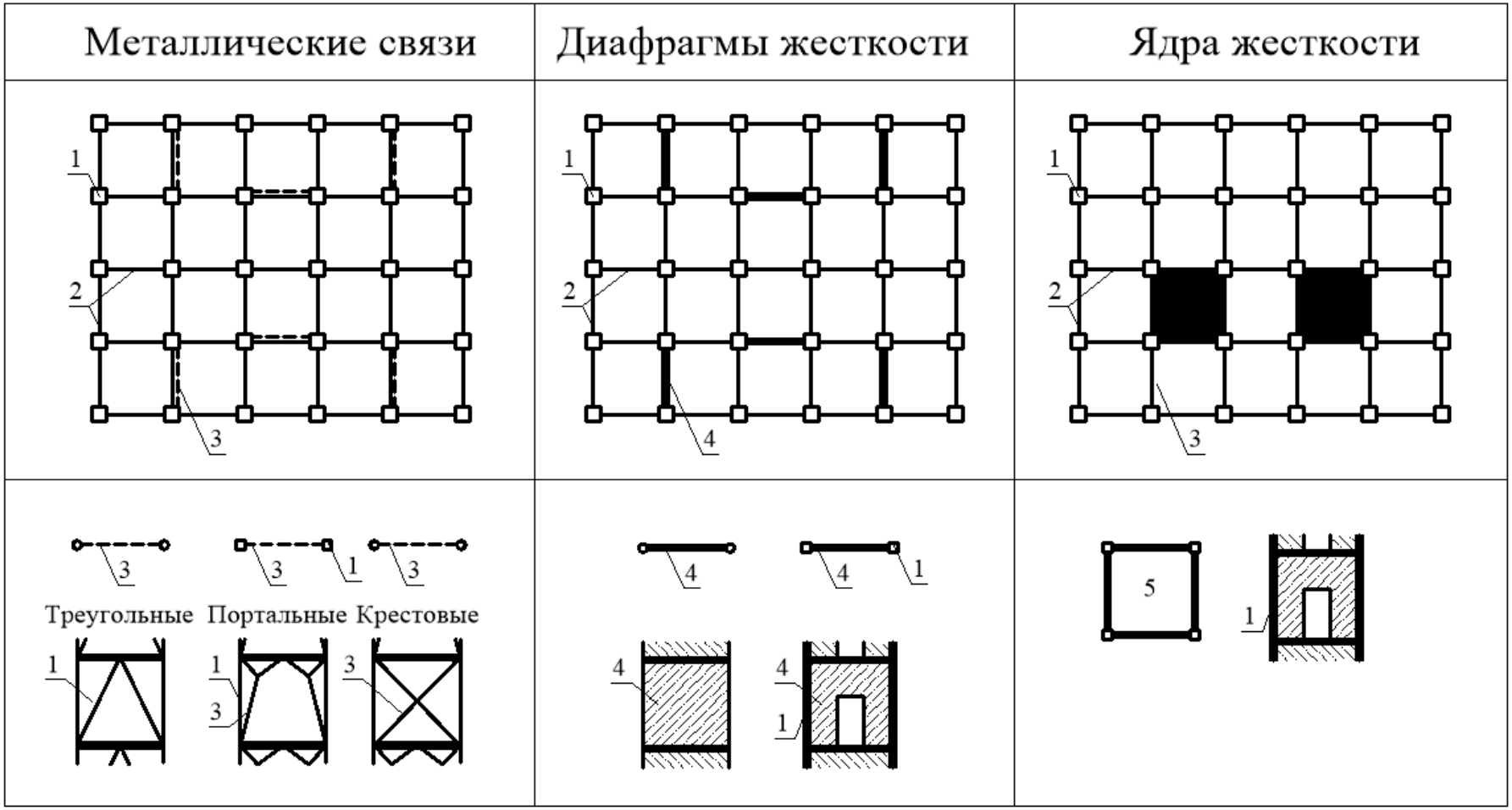


Рисунок 1.3 – Применяемые для каркасных систем элементы жесткости и пример расположения их в плане:

1 – колонна; 2 – ригель; 3 – металлическая связь; 4 – диафрагма жесткости; 5 – ядро жесткости.

В Московском регионе также широко распространены здания со связевым каркасом запроектированные из железобетонных конструкций по сериям РС, разработанным Моспроектом.

В настоящее время эксплуатируется множество зданий каркасной системы, возведенных из серийных конструкций, а многие серийные конструкции применяются и по настоящее время в новом проектировании.

Практический опыт показал, что связевые каркасы имеют хорошие экономические показатели, поскольку конструкции подобного типа позволяют дифференцировано воспринимать внешние нагрузки: на вертикальные элементы жесткости приходится большая часть горизонтальной нагрузки, тогда как колонны воспринимают в основном вертикальные нагрузки, а также им присуща высокая индустриальность изготовления и минимальная трудоемкость на монтаже.

Как упоминалось ранее, жесткость здания при горизонтальных нагрузках и передача таких нагрузок на фундамент обеспечивается за счет вертикальных элементов жесткости связевого каркаса, при совместной работе с горизонтальными элементами дисков перекрытий.

Вертикальные элементы жесткости весьма разнообразны по типу и схемам расположения их в плане (см. рисунок 1.4). При выборе оптимальной их схемы при компоновке каркаса В.В. Ханджи [116] рекомендует придерживаться следующих основных принципов:

- архитектурно-планировочная концепция должна быть согласована с расположением вертикальных элементов жесткости. Приоритет каждого аспекта зависит от высоты и функционального назначения проектируемого здания;

- минимизация количества вертикальных элементов жесткости;

- система, состоящая минимум из трех вертикальных элементов жесткости, установленных в непересекающихся на одной линии и непараллельных плоскостях, достаточна для обеспечения геометрической неизменяемости каркаса;

- центры масс и изгиба совмещены в плане, а равнодействующая горизонтальных нагрузок проходит через них;

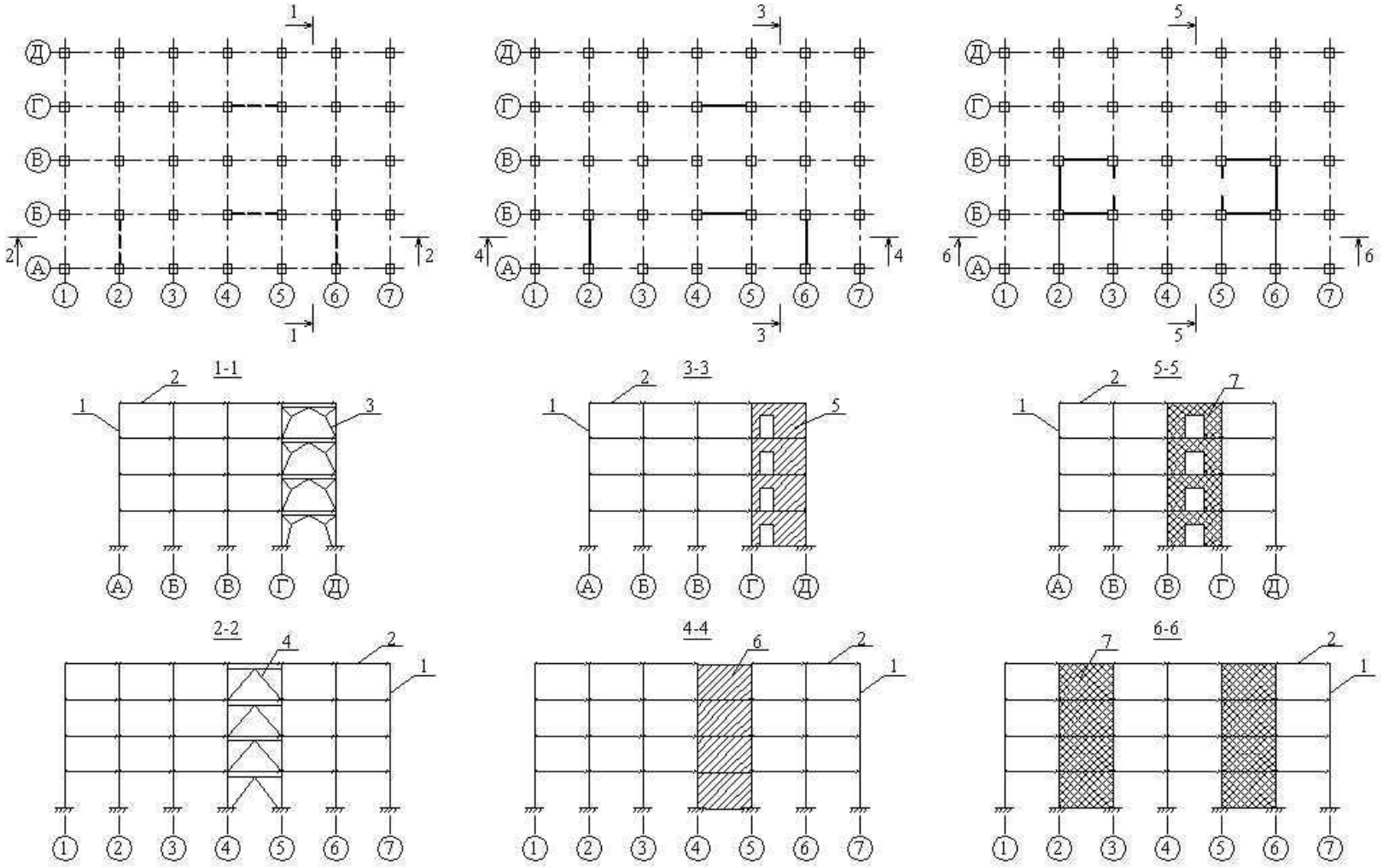


Рисунок 1.4 – Применяемые в связевых каркасах элементы жесткости:
1 – колонна; 2 – ригель; 3 – портальная металлическая связь; 4 – треугольная металлическая связь; 5 – железобетонная диафрагма с проемом; 6 – сплошная железобетонная диафрагма; 7 – ядро жесткости.

- в длинных зданиях расстояние между параллельными элементами жесткости должно составлять не больше 30 м, а от крайних осей до ближайшего элемента жесткости – не превышать 12 м;

- систему вертикальных элементов жесткости необходимо равномерно располагать в плане;

- диски перекрытий в несущей системе связевого каркаса занимают важное место, поскольку не только являются несущими конструкциями, воспринимающими вертикальные нагрузки с перекрытий, но и элементом жесткости, распределяющим и передающим горизонтальную нагрузку между вертикальными элементами жесткости.

Примеры компоновки вертикальных элементов жесткости приведены на рисунках 1.5 и 1.6 и иллюстрируют реальные проектные решения построенных зданий в г.Москве.

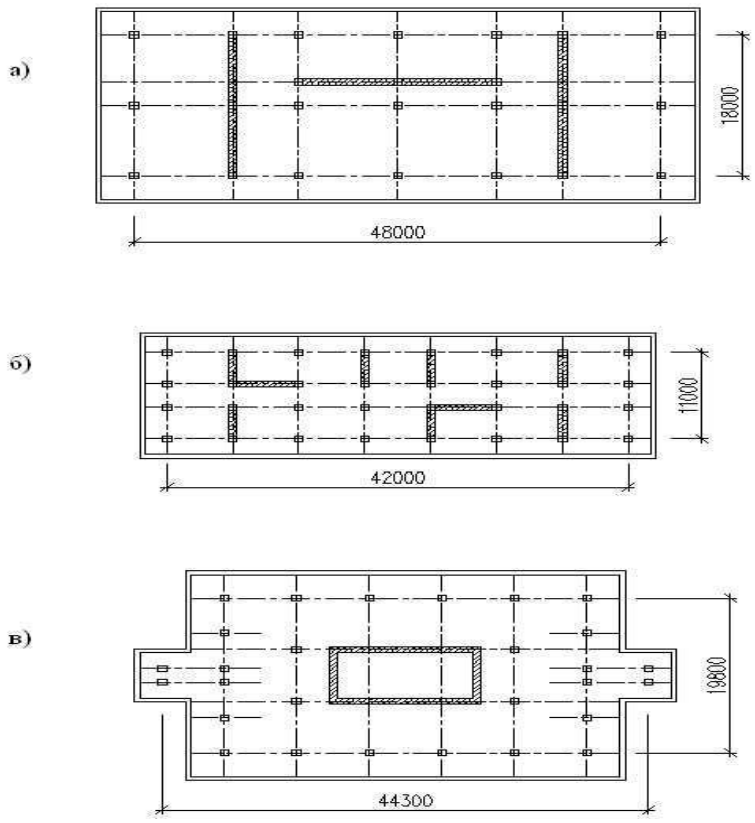


Рисунок 1.5 – Примеры компоновки вертикальных элементов жесткости в возведенных зданиях [59]:
а) здание института Гидропроект, высота 100 м;
б) жилой дом (серия 1МГ-601), высота 50 м;
в) административное здание, высота 90 м.

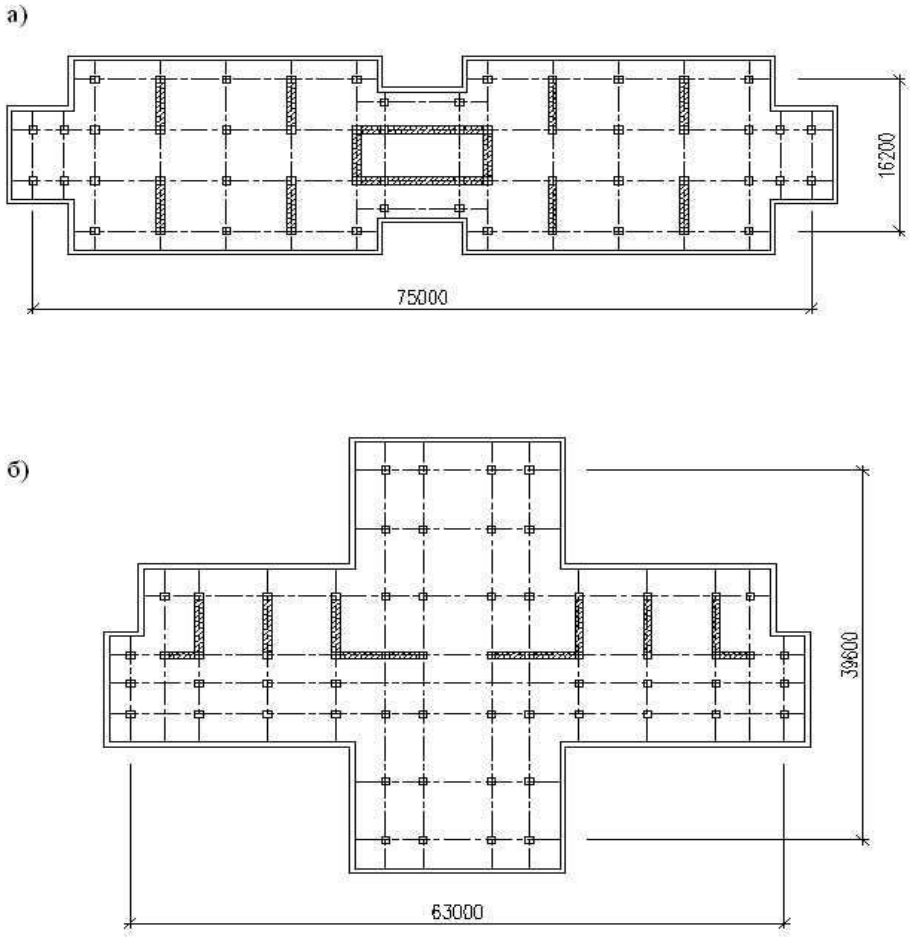


Рисунок 1.6 – Примеры компоновки вертикальных элементов жесткости [59]:
а) здание гостиницы, высота 75 м; б) административное здание, 55 метров.

1.2 Конструктивные решения дисков перекрытия

Конструктивные решения перекрытий и покрытий в многоэтажных и одноэтажных зданиях с каркасной конструктивной системой помимо основного назначения – нести и передавать вертикальные нагрузки, также выполняют еще и важную задачу по передаче и распределению между вертикальными элементами жесткости и тем самым участвует в обеспечении устойчивости как отдельных элементов каркаса, так и всего здания в целом. В связи с этим диски перекрытий должны обеспечивать следующее:

- устойчивость сжато-изогнутых элементов каркаса, таких как второстепенные и главные балки (ригели) перекрытий;

- объединение вертикальных конструкций в единую устойчивую систему.

При этом колонны и вертикальные элементы жесткости работают из своей плоскости, как шарнирные стойки длиной на высоту этажа;

- передачу горизонтальных нагрузок, в том числе опосредованно, на вертикальные элементы жесткости, особенно при большой длине пролета между ними;

- в соответствии с жесткостями вертикальных элементов распределять горизонтальные нагрузки, приходящиеся на здание. Особенно значительные напряжения возникают в перекрытиях при большой разнице в жесткости вертикальных связевых элементов, вызванные в основном сдвигающими усилиями.

Эффективность выполнения перечисленных функций перекрытиями зависит от типа каркасной конструктивной системы, используемых плит перекрытия, последовательности и качества выполнения строительно-монтажных работ, а также состояния узловых соединений. В связи с этим различают состояния каркаса в стадии монтажа и в стадии эксплуатации.

При монолитных железобетонных перекрытиях такие проблемы не существуют, поскольку они работают в горизонтальном направлении как единая конструкция, подобно балке-стенке, с дополнительными ребрами или поясами в виде главных и второстепенных балок, при их наличии. С использованием сборных дисков перекрытий особое внимание уделяется вопросу выполнения соединений между плитами и плитами и ригелями. Конечная жесткость сборного диска перекрытия обеспечивается стыковкой арматуры конструкций в необходимых случаях, свариванием закладных деталей и замоноличиванием швов и зазоров.

Конструктивные решения перекрытий, выполненные стальными балками, сами по себе не могут быть приняты жестким диском в горизонтальном направлении. Чтобы обеспечить их работу в качестве таковых, необходимо дополнительно установка связей в плоскости балочных клеток, которые и должны обеспечить требуемую неизменяемость и горизонтальную жесткость такого перекрытия. Горизонтальные связи также гарантируют правильную геометрию конструкции как на монтаже, так и при эксплуатации. Тем не менее, введение дополнительных стержневых элементов связей нарушает единообразие конструкции, создает сложности при

монтаже, прокладывании инженерных коммуникаций, устройстве проемов и прочее. В качестве замены таким связям могут выступать решения с устройством монолитных железобетонных плит, а также, например, укладка сборных плит, при которых, с применением необходимых конструктивных решений в зонах опирания на балки, может быть достигнута необходимая жесткость диска перекрытия. Вместе с тем, остается нерешенной проблема обеспечения устойчивости конструкций при монтаже. Когда балки имеют широкие пояса, жестко связаны между собой, второстепенные балки расположены относительно часто, а горизонтальный пролет между вертикальными связями незначительный, то в монтажном состоянии такое перекрытие, с большой вероятностью, сможет воспринимать горизонтальные нагрузки. В необходимых случаях дополнительную жесткость придают перекрытию за счет плоских листов с установкой ребер жесткости, усиливающих горизонтальную устойчивость. При применении в таком перекрытии профилированных листов, которые имеют ограниченную сопротивляемость сдвиговым нагрузкам в их плоскости, их эффективность зависит от величины пролета и необходимо устраивать горизонтальные связевые блоки каждые несколько этажей. Если же предусмотрено надежное соединение таких листов с балками, то установка таких связей возможна лишь на стадии монтажа.

В случае со сборными перекрытиями, восприятие горизонтальных воздействий, с их передачей и распределением на вертикальные элементы жесткости, выполняется в их плоскости элементами, составляющими диск перекрытия (связевые плиты, ригели, узловые соединения). При этом в практике допускается рассматривать такие диски перекрытий как составные, изгибаемые в своей плоскости, элементы, опирающиеся на вертикальные элементы жесткости.

В общем случае, при действии на каркас внешних нагрузок, в элементах дисков перекрытий возникают растягивающие, сжимающие и сдвиговые усилия. Восприятие сжимающих усилий в дисках с омоноличенными сопряжениями воспринимается этими сопряжениями и собственно элементами диска. Растягивающие усилия воспринимаются системой из ригелей в одном направлении, соединенных

в узлах с колоннами в раму, и межколонных плит, соединенных сваркой с ригелями. Усилия сдвига между элементами диска воспринимаются за счет замоноличивания швов, трения по опорным площадкам, а также связевой арматурой и сваркой закладных деталей. Зачастую в плитах и ригелях на соответствующих гранях предумотрены шпонки, увеличивающие их степень взаимодействия между собой в месте стыка.

Проектная работа перекрытий и покрытий как дисков обеспечивается при качественном выполнении всех соединений сборных элементов каркаса.

Фактическую жесткость диска перекрытия из сборных элементов, учитывающую жесткость его соединений, можно учесть, используя коэффициент снижения жесткости (модуля упругости), при условии сохранения заданного соотношения между приведенными модулями упругости и сдвига.

Как отмечалось ранее сборные перекрытия являются наиболее материалоемкими и ответственными элементами в каркасных зданиях и выполняют различные, важные с точки зрения работы всего каркаса, функции.

Плиты перекрытия, по типу выполняемых ими при действии на них горизонтальной нагрузки функций, делятся на связевые и рядовые. Как правило, связевые плиты располагаются между колонн и для связи между собой или элементами каркаса, имеют выпуски арматуры или закладные детали.

В зависимости от выполняемых перекрытиями при деформации зданий функциями, они могут выступать в качестве горизонтальных связей, связей кручения, связей сдвига между диафрагмами, а также комплексных связей в зданиях с ядрами жесткости.

Более подробно остановимся на первых двух из перечисленных функций, которые необходимо учитывать при расчете каркасных зданий.

В качестве горизонтальных диафрагм перекрытия выравнивают горизонтальные перемещения вертикальных диафрагм, при этом деформируясь в своей плоскости.

Часто расположенные и мало отличающиеся по жесткости диафрагмы в каркасных зданиях приводят к весьма маленьким перемещениям перекрытий в своей

плоскости, т.е. их можно рассматривать как абсолютно жесткие. Отмечается, что предположение о недеформируемости перекрытия в горизонтальной плоскости возможно применить при отношении ширины к длине не менее 1/6. При редком расположении и сильном отличии друг от друга жесткостей диафрагм в несущих системах, в расчете необходимо учитывать податливость перекрытий в своей плоскости.

Возникающие в перекрытиях, выступающих в качестве горизонтальных дисков жесткости, усилия, действуют в их плоскости и зависят от их деформативности и эпюры приложения внешней горизонтальной нагрузки. В случае ветровой нагрузки, изменяющейся по высоте здания, такие усилия возрастают с повышением этажа перекрытия.

Возникающие в плоскости перекрытия усилия могут иметь другую природу и тенденцию изменения по высоте здания. Например, усилия, возникающие от температурных воздействий, уменьшаются с повышением этажа перекрытия.

В зданиях со связевым каркасом различные углы поворота вертикальных несущих элементов вызывают кручение перекрытий из плоскости. В связи с тем, что перекрытия сопротивляются кручению, колонны включаются в работу несущей системы на горизонтальные нагрузки и происходит увеличение жесткости здания. При этом наиболее активно включаются ряды колонн, непосредственно примыкающие к диафрагмам.

При принятой абсолютной жесткости перекрытий на кручение, они полностью обеспечивают совместность перемещений диафрагм и рядов колонн, примыкающих к ним.

В большинстве применяемых к расчету каркасных зданий подходов не учитывается сопротивление перекрытий кручению, что приводит к тому, что жесткость диафрагм определяется ее фактическим сечением.

Перекрытия же фактического каркаса имеют конечную жесткость на кручение и, соответственно, вызывают частичное включение в сечение диафрагм примыкающих к ним колонн [72].

В сборных перекрытиях имеются следующие виды стыков (рисунок 1.7):

- вертикальные стыки торцов плит с ригелями в виде замоноличенных швов;

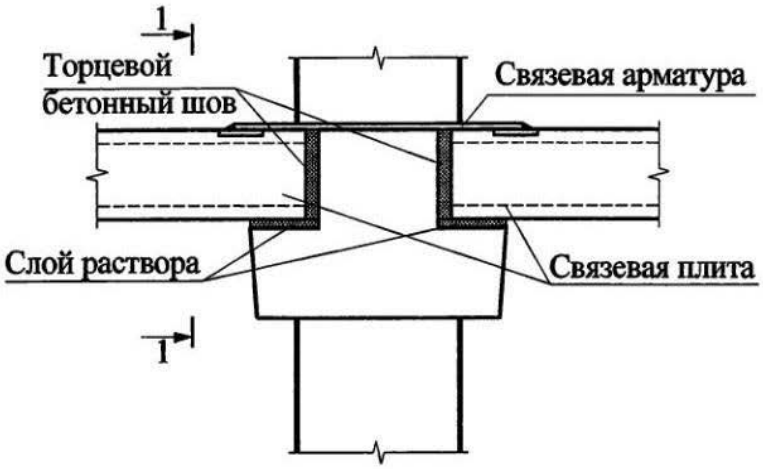
- вертикальные продольные стыки между плитами и крайних плит со стенами в виде замоноличенных швов;

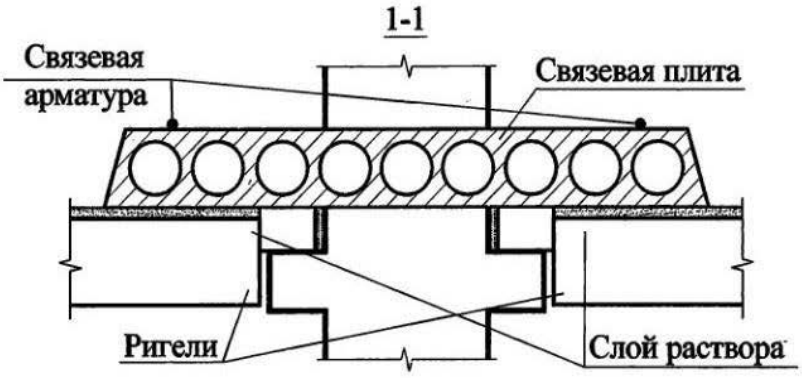
- горизонтальные стыки плит в виде укладки их на растворный слой по опорным площадкам с поддерживающим конструкциями (стенами, балками или ригелями).

Обеспечение совместной работы элементов сборных перекрытий достигается за счет монолитных швов, которые объединяют плиты между собой (рисунок 1.8). Дмитриев С.А., Левин С.Е. [71], а также Крылов С.М. [65] и Байков В.Н. [9] в 40-50-х гг. XX века экспериментально изучали условия совместной работы и степень взаимодействия элементов сборных перекрытий при местных и полосовых нагрузках. По результатам таких исследований отмечено, что эффективная совместная работа элементов в диске перекрытия обеспечивается не только заполненными швами, но и наличием соединений, работающих на растяжение, например, арматурных стержней, предотвращающих раздвижку плит, а шпонки на боковых гранях плит рекомендовано выполнять замкнутого сечения, что особенно актуально для конструкций, применяемых в сейсмических районах.

Более поздние исследования Арзуманяна К.М. [7], Бердичевского Г.И. [12], Гаранина В.Н. [26], Куня В.Л. [66], Лишака В.И. [73, 74], Лобела Л. [128], Складнева Н.Н. [95], Шилова Е.В. [123, 124], Чудновского Н.Н. [118, 119] и других показали, что степень взаимодействия между плитами в сборных дисках перекрытия достаточно высока. Такое взаимодействие может приводить даже к разрушению фрагментов вдоль пролета, на что указывает образование продольных и наклонных трещин вдоль него, а не только появление классических нормальных и наклонных к поперечному сечению плит трещин. И, в случае опирания фрагментов таких перекрытий по контуру, прочность их возрастает в полтора раза по сравнению с таким же фрагментом, работающим как балка. Корректность применения такой расчетной схемы подтверждается образованием при экспериментах трещин по форме конверта. В результате этих исследований было предложено выполнять опирание сборных перекрытий по контуру, для увеличения эффекта совместной работы.

а)





б)

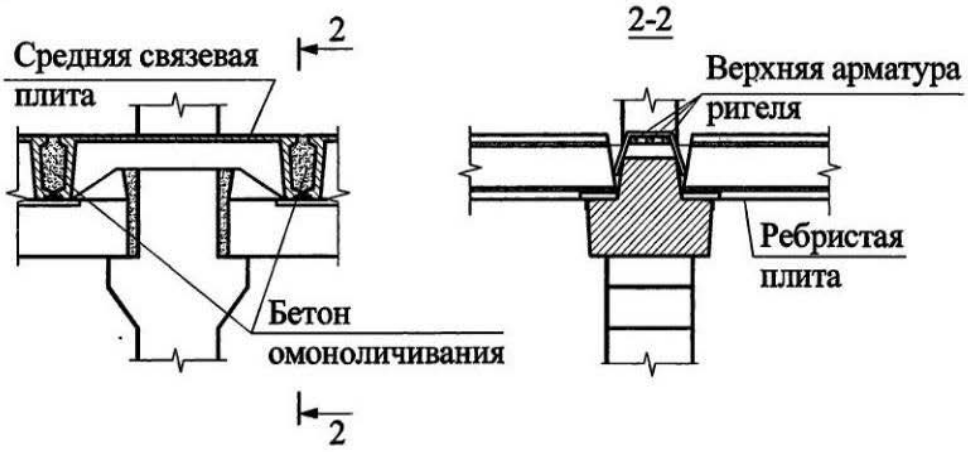


Рисунок 1.7 – Сопряжение связевых многопустотных (а) и ребристых плит (б) с ригелями.

Можно пренебречь совместной работой плит перекрытия между собой только в одном случае: при низком качестве замоноличивания швов между плитами, что, в сочетании с действием неравномерных вертикальных нагрузок, ведет к неэффективной работе перекрытия и нерациональному их использованию.

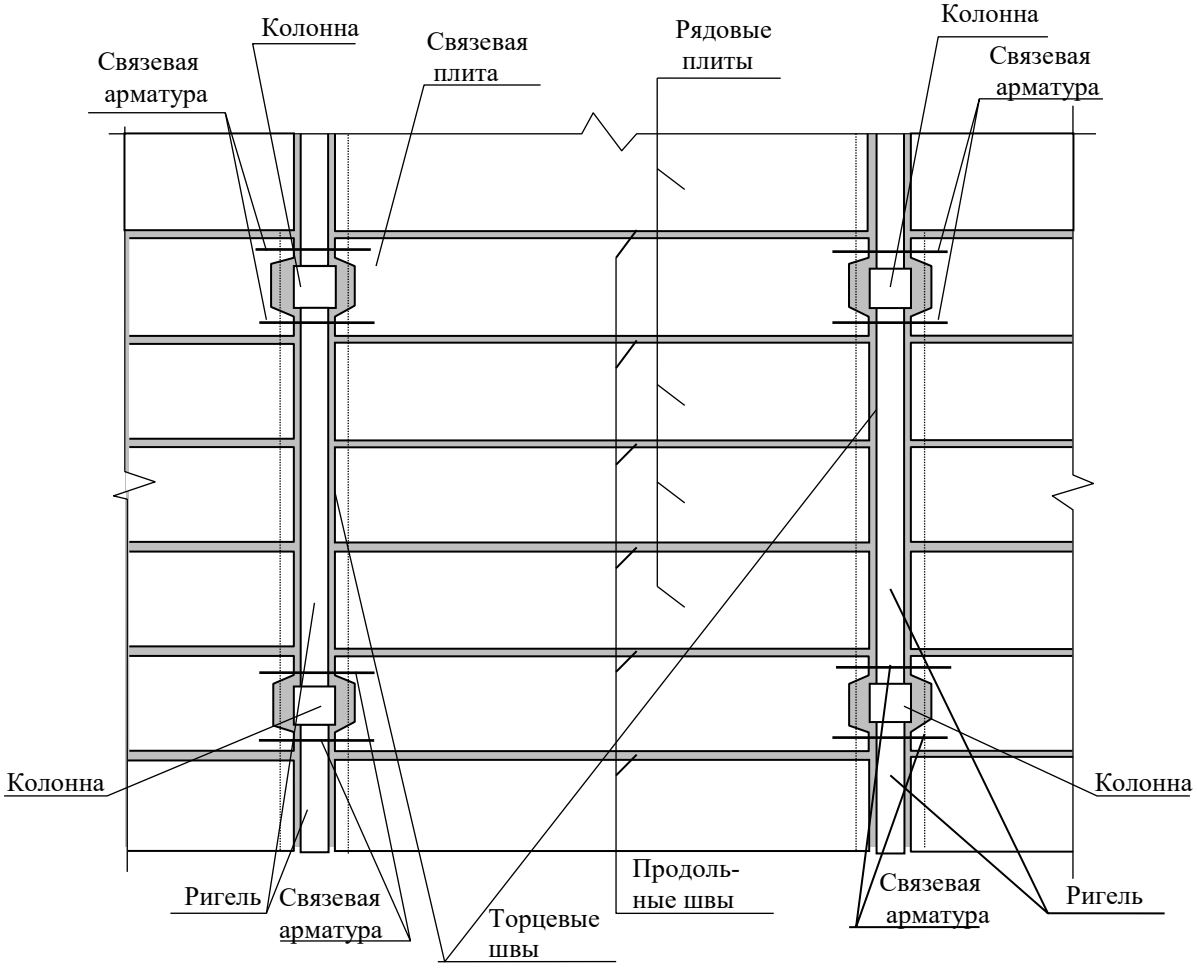


Рисунок 1.8 – Фрагмент перекрытия.

Поэтому, одним из важных элементов, который обеспечивает надежность совместной работы плит, являются шпонки. Многочисленные исследования [14, 20, 21, 35, 72, 98] показывают значительное влияние боковых шпонок плит на степень их взаимодействия между собой. Для продольных швов в основном применяются три основных типа шпонок:

- шпонки с выемками в виде усеченного конуса, работающие на срез и обеспечивающие совместное деформирование плит при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок вплоть до стадии разрушения (рисунок 1.9а);

- прямые и трапециевидные шпонки открытые к верху, обеспечивающие совместную работу плит при действии горизонтальных нагрузок за счет сцепления и обжатия раствора в замоноличенном шве с бетоном плит (рисунок 1.9б);

- сплошные шпонки, расположенные в продольном направлении, обеспечивающие совместную работу плит при действии вертикальных нагрузок (рисунок 1.9в).

а)

б)

в)

Рисунок 1.9 – Формы боковых поверхностей многопустотных плит перекрытия для формирования после замоноличивания продольных шпонок в виде: а - круглые замкнутые; б – трапециевидные, открытые к верху; в - непрерывные продольные.

При этом, при качественном замоноличивании все виды вышеуказанных шпонок обеспечивают достаточную прочность продольных швов для совместной работы плит в горизонтальной плоскости диска перекрытия в эксплуатационной стадии.

Шпонки также обеспечивают пространственную работу плит перекрытия в составе дисков, что подтверждается многочисленными исследованиями, и поперечные силы и изгибающие моменты, возникающие в плитах вследствие этого, необходимо учитывать при их проектировании.

1.3 Методы расчета многоэтажных каркасных зданий

Расчетная схема несущей системы каркаса является многократно статически неопределимой. Ее можно представить набором плоских схем, представляющих модель продольных и поперечных рам с элементами вертикальной жесткости, объединенных горизонтальными дисками перекрытий в единую систему, включающую, в том числе, конструкции фундамента.

Напряженно-деформированное состояние такого каркаса в общем случае зависит от соотношения жесткостей составляющих ее конструкций, конструктивного решения узлов их соединения и внешних воздействий. Вопрос о взаимном влиянии жесткостей составляющих каркас конструкций на распределение внешних нагрузок между конструктивными элементами каркаса исследовался в работах [6, 11, 13, 19, 22, 23, 25, 27 , 29, 30, 33, 34, 36, 38, 39, 41, 43, 46 , 47, 48, 50, 51, 61 , 62, 63, 64, 72, 79, 80, 81, 101, 120] и других.

Еще начиная с 30-х годов прошлого века зарождались основы и принципы методов расчета каркасов. Аналитические методы расчета, являющиеся базой для применяемого в настоящее время численного моделирования, были основаны на устоявшихся методах строительной и теоретической механики и прочих методах, которые с помощью математического аппарата позволяют решать практические задачи в области расчета конструкций.

Для практического применения таких методов расчета создавались графики

и таблицы, которые позволили облегчать определение необходимых расчетных параметров при проектировании конструкций. Многочисленные экспериментальные исследования вносили свой вклад в развитие и трансформацию методов расчета, подтверждая или опровергая ранее принятые допущения, или получая новые данные по работе конструкций или их узловых соединений, влияющих на напряженно-деформированное состояние как отдельных конструкций, так и конструктивных систем зданий в целом.

На основании накапливающегося теоретического и практического опыта разрабатывались нормативные документы, различные рекомендации и указания по расчету и проектированию конструкций, в том числе по различным типам зданий, сооружений, конструкций, имеющим свои особенности. Такие документы актуальны и по настоящее время, с учетом их развития.

Для расчета стержневых систем, например, применяется матричный метод расчета [85], плоские и объемные конструкции рассчитывают с применением метода сеток, для сплошных систем используют метод стержневой аппроксимации [129, 86]. Самым универсальным является метод конечных элементов, который может быть использован при расчете практически любых конструкций и систем [5, 44, 84, 88, 117, 121, 122], и который позволяет создавать модели практически с любыми нагрузочными факторами, граничными условиями, физико-механическими характеристиками материалов и прочее. Метод конечных элементов также позволяет рассчитывать, как плоские, так и пространственные конструктивные системы. Наряду с названными, применяются и другие методы, которые не имеют столь широкого распространения.

Активное развитие численных методов при расчете несущих систем зданий и сооружений началось с появлением электронно-вычислительной техники и соответствующего программного обеспечения с 60-х годов XX века. Это позволяло увеличивать размерность задач, уменьшить время на их решение, а также повысить точность расчетов. В настоящее время, когда компьютерная техника доступна каждому проектировщику, имеется множество универсального апробированного и ве-

рифицированного программного обеспечения для расчетов строительных конструкций.

Традиционные идеализированные расчетные модели, предполагающие шарнирные или жесткие соединения перекрытий с поддерживающими конструкциями, дают не полное описание фактического взаимодействия между ними. Учет податливости сопряжений сборных элементов в расчетных моделях каркасов позволяет получить более качественное распределение усилий при оценке их напряженно-деформированного состояния.

Существующие подходы к проектированию и расчету каркасных зданий из сборных железобетонных конструкций не позволяют вскрыть имеющиеся резервы прочности и жесткости несущих элементов каркаса, что особенно актуально при реконструкции таких зданий, которая активно ведется в сегодняшних условиях, и часто сопровождается изменением их функционального назначения и прочих сопутствующих условий.

Строгий деформационный расчет любой пространственно-деформирующейся модели каркаса, с использованием современных методов расчета, является сегодня решаемой задачей. Самым широко используемым и распространенным среди таких методов является метод конечных элементов. Имеющаяся библиотека конечных элементов позволяет моделировать практически любые типы сопряжения между конструкциями и их взаимодействие. Но детальный учет особенностей таких сопряжений сборных каркасов приводит к усложнению расчетных моделей, в том числе за счет значительного роста количества элементов, моделирующих узловые сопряжения, необходимости учета физической и конструктивной нелинейности, объема необходимых исходных данных и, в некоторых случаях, необходимости разработки специальных конечных элементов, которые комплексно могут учитывать характеристики сопряжений конструкций и их взаимодействие между собой.

Учет податливости сопряжений между элементами в сборных дисках перекрытий в расчетных моделях позволяет выявить характер и степень перераспределения нагрузок между элементами жесткости каркаса. Это особенно актуально при

реконструкции и позволит сделать оптимальный выбор усиления [114], при необходимости, а также повысить надежность и оптимизировать экономические показатели строительства здания, в том числе при новом проектировании.

1.4 Влияния дисков перекрытия на пространственную жесткость каркаса

Каркасная несущая система здания, состоящая из сборных конструкций, имеет в своем составе множество узлов соединений, которые обладают некой податливостью и не могут считаться абсолютно жесткими. Большинство таких соединений в каркасе расположены в дисках перекрытия. В многочисленных исследований, посвященных вопросу жесткости перекрытий в их плоскости [1, 2, 8, 11, 24, 40, 41, 45, 49, 58 , 67, 76, 82, 89, 97, 99, 102, 104, 115] и других отмечалось, что жесткостные свойства дисков перекрытий, составленных сборными элементами, в совокупности с их сопряжениями между собой и с опорными конструкциями, напрямую влияют на работу всей конструкции каркаса и определяет его напряженно-деформированное состояние.

По результатам исследования работы натурных фрагментов [75, 90] и различных их моделей [28, 77], а также косвенными методами при натурных испытаниях на перекрытиях в эксплуатируемых зданиях [3, 41] при динамических нагрузках, получены фактические жесткости таких фрагментов перекрытий. В экспериментальных исследованиях [3, 4] были определены жесткости перекрытий различных типов в горизонтальной плоскости, которые были меньше от 3 до 15 раз, чем такого же размера монолитных. Такое снижение предложено учитывать уменьшением модуля упругости.

И, если ранее предлагалось сохранять соотношение приведенного модуля сдвига к модулю упругости равным значению 0,425, то более поздние исследования [77] показали, что оно может варьироваться в диапазоне от 0,15 до 0,25, а коэффициент снижения жесткости сборного перекрытия $k_{sh} = E'/E_0$ находится в диапазоне значений от 0,1 до 0,6 [31, 41, 77]. Существенные различия величины этого

показателя обусловлены различными конструктивными решениями исследованных фрагментов перекрытий.

Значительный объем экспериментальных исследований по рассматриваемой тематике был выполнен в Московском инженерно-строительном институте, ЦНИИЭПжилища, МНИИТЭП, ЦНИИПромзданий, ЦНИИСК, а также в ряде других научно-исследовательских организаций [28, 45, 54, 67, 75, 89, 90, 102]. По результатам таких исследований установлено, что учет податливости дисков перекрытия изменяет напряженно-деформированное состояние несущей системы здания в целом за счет перераспределения усилий между вертикальными элементами каркаса. Если рассматривать горизонтальные перемещения каркаса, то при полной жесткости диска перекрытия, обусловленной его геометрическими параметрами, вертикальные конструкции в узлах сопряжения на каждом уровне перекрытий имеют практически одинаковое значение перемещений, а уменьшение жесткости диска перекрытия приводит к увеличению разности таких перемещений для разных вертикальных конструкций.

Изучение влияния податливости дисков сборных перекрытий на работу каркаса и распределение усилий между вертикальными элементами велось, преимущественно, расчетным путем, сначала аналитическими методами, а с развитием вычислительной техники и численными методами. Например, в работе [41] сопоставляя результаты расчетов симметричных в плане зданий, выполненных рамно-связевой конструктивной системой, было установлено, что при снижении жесткости перекрытия горизонтальные нагрузки перераспределяются на рамы и увеличиваются. Например, до 15 % для здания длиной 72 м и до 20 % для зданий длиной 96 м при уменьшении жесткости перекрытия в 15 раз [3]. При этом при податливых перекрытиях характер деформаций поперечных рам имеет изгибную форму. В случае же жестких перекрытий происходит догружение элементов рамы вертикальными элементами жесткости, что объясняется изгибно-сдвиговой формой деформации поперечника каркаса, которая вызвана моментами, возникающими в стыке диафрагмы и жесткого перекрытия (см. рисунок 1.10). Следовательно, учет податливости сборных перекрытий влияет не только количественно, но и качественно на

напряженно-деформированное состояние каркаса в целом. Это происходит за счет перераспределения внешних нагрузок и внутренних усилий между элементами каркаса.

В работе Семченкова А.С. [90] отмечается, что деформирование перекрытий из своей плоскости при вертикальных нагрузках не оказывают прямого влияния на пространственное деформирование каркаса, однако при этом происходит изменение жесткости диска перекрытия при его работе в горизонтальной плоскости.

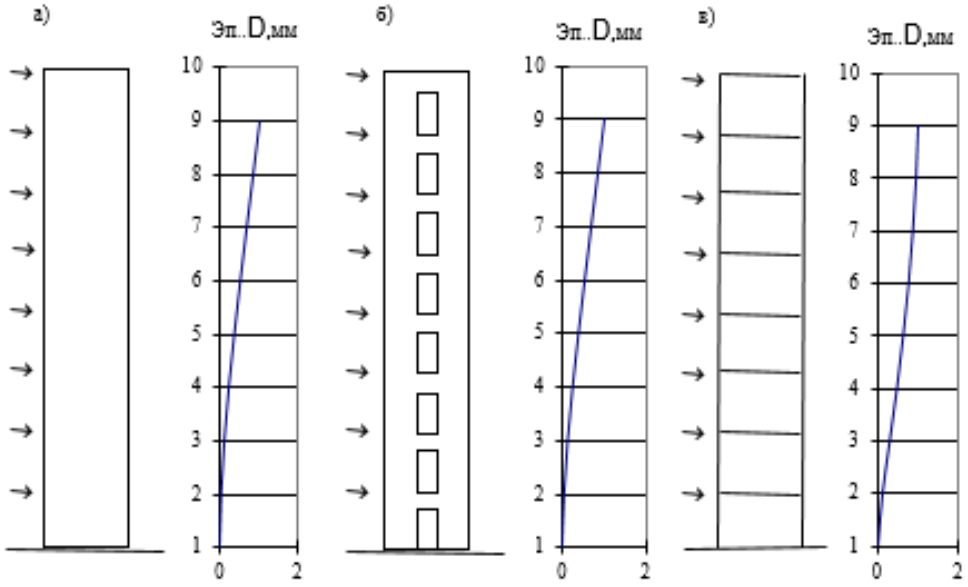


Рисунок 1.10 – Формы прогибов от горизонтальной нагрузки вертикальных элементов жесткости: а) – сплошных; б) – с проемами; в) – плоской рамы с жесткими узлами.

При деформациях же от неравномерности смещений вертикальных элементов возникает взаимодействие элементов каркаса, вызванное сопротивлением таким деформациям. Также перекрытия в целом или отдельные их участки могут выступать связями изгиба и сдвига между вертикальными элементами, как это показано в [31], препятствующими неравномерным деформациям соседних вертикальных конструкций каркаса, в том числе их повороту в совпадающей с направлением действия приложенной нагрузки плоскости. Таким образом, перекрытия фактически можно рассматривать как ригели продольных или поперечных рам.

Исходя из этого, в работах [36, 75], выполненных под руководством П.Ф. Дроздова, на натурных фрагментах перекрытий 6 × 6 м из многопустотных плит, была экспериментально определена крутильная жесткость плит перекрытий с пустотами разной формы на натурных фрагментах и ее зависимость от различных факторов. Испытания [36] показали, что в диапазоне эксплуатационных нагрузок кручение происходит в упругой стадии по форме «гипара» без образования трещин, а жесткость на кручение складывается из жесткостей на кручение отдельных плит фрагмента и ее допускается определять как для элементов коробчатого сечения. При этом такая жесткость существенно зависит от торцевых и не зависит от продольных швов.

В экспериментально-теоретических исследованиях [28, 31, 34, 63, 94, 96], на примере каркасов зданий с различными сетками колонн, а также испытаниями моделей таких каркасов, изучалась работа перекрытий в качестве комплексных связей. На основании таких исследований были предложены методики вычисления крутильных и изгибных составляющих жесткости дисков перекрытий, которые также позволяли определять степень перераспределения усилий между элементами каркаса.

Например, при учете перекрытий в качестве связей кручения [31] уменьшаются перемещения каркаса до 1,5 раза, а уменьшение момента в основании диафрагм составляет до 1,2 раза, по сравнению с расчетом только с учетом податливости диска перекрытия. Аналогичные результаты получены при анализе работы каркаса 36 - этажного здания с нерегулярной сеткой колонн [32, 30], при этом до 5 – 8 % возрастают усилия в колоннах.

1.5 Выводы

1. Анализируя существующие методы расчета каркасных зданий и, на их основе, напряженно - деформированное состояние их несущих систем можно заключить, что учет податливости соединений в дисках перекрытий и с опорными конструкциями имеет существенное значение. При учете таких факторов

происходит перераспределение внешних нагрузок, а соответственно и усилий, в несущей системе здания. Этот фактор в настоящее время не имеет достаточного обоснования и, в отсутствие практических подходов, не учитывается в существующих методиках расчета по пространственным моделям метода конечных элементов.

2. Для количественной и качественной оценки распределения усилий в несущей каркасной системе необходимо использование уточненных расчетных моделей для учета указанных факторов. Особенную актуальность это имеет при реконструкции существующих каркасных зданий и позволяет взвешенно оценить необходимость усиления, а также повысить надежность принятых конструктивных решений при проектировании вновь строящихся зданий.

3. Является очевидным, что более детальное исследование механики взаимодействия между сборными элементами несущих каркасных систем, в частности податливости швов в дисках перекрытий, является одним из важных направлений совершенствования расчетных моделей.

4. Для достижения поставленной цели необходимо:

- провести экспериментальные исследования величин жесткостных параметров межплитных швов и опорных сопряжений плит с поддерживающими конструкциями;

- разработать расчетную модель, учитывающую взаимодействие плит в составе диска перекрытий и методику определения жесткостных параметров связей в расчетной модели плиты;

- разработать методику по определению жесткости сборных дисков перекрытий в своей плоскости с учетом фактического состояния сопряжений для пространственных расчетных моделей многоэтажных каркасов.

ГЛАВА 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ИЗ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ

2.1 Цели и задачи экспериментальных исследований

Многопустотные железобетонные плиты составляют существенный объем от объема элементов каркаса и массово применяются как в гражданском, так и в промышленном строительстве.

Элементы сборного перекрытия имеют соединения в виде швов, замоноличенных бетоном, арматурных стержней и накладок в связевых плитах. Эти соединения обеспечивают совместную работу сборных элементов в диске перекрытия как единой конструкции, воспринимающей внешние нагрузки и передающей их на остальные конструкции каркаса, а также перераспределяющей между ними. Бетон швов между плитами обеспечивает их совместную работу, а связевая арматура препятствует раздвижке плит. При этом шпонки на боковых гранях плит, для повышения прочности межплитных швов как при работе в плоскости, так и из плоскости диска перекрытия, в работе [15] рекомендовано выполнять замкнутыми.

Такая совместная работа элементов перекрытия обеспечивается при качественном выполнении узлов сопряжений его элементов на монтаже. Исследованиями [24, 37] показано, что при некачественном выполнении таких узлов взаимодействием элементов сборного перекрытия осуществляется не в полной мере и им можно пренебречь. В таком случае эффективность работы при неравномерной распределенной вертикальной нагрузке не обеспечивается и распределение внешних нагрузок между элементами каркаса изменяется относительно жестких дисков перекрытий, вследствие их работы в каркасе как горизонтальных элементов жесткости.

Особое влияние на взаимодействие плит перекрытия в составе диска оказывает форма шпонок. Основные типы применяемых для плит шпонок представлены на рисунке 1.9. Первый тип – круглые замкнутые шпонки, являются наиболее часто

применяемыми при стендовой технологии изготовления. Такие шпонки имеют высокую эффективность при работе на срез как при вертикальных, так и при горизонтальных нагрузках, и обеспечивают высокую степень совместного деформирования плит в составе диска [7, 87]. Трапециевидные шпонки воспринимают сдвиг менее эффективно в вертикальном направлении, поскольку включаются в работу за счет сцепления раствора замоноличивания с бетоном плит и обжатия верхней части при изгибе плит, а в горизонтальном направлении работают за счет выступов шпонок по боковой грани плит.

Кроме того, выполненные многими авторами исследования показывают, что фактическая работа элементов перекрытия в составе диска, во взаимодействии с вертикальными элементами каркаса, требует учета дополнительных усилий при расчете плит, например, изгибающих и крутящих моментов, возникающих вследствие такого взаимодействия и имеющего характер пространственного деформирования.

Такая работа дисков перекрытий в составе каркаса зависит от жесткостных характеристик составляющих его элементов, а также от деформативных свойств соединений между ними. Важно отметить, что такие характеристики зависят от возникающих в элементах и соединениях напряжений, которые в свою очередь зависят от последовательности загружения. Также жесткость может изменяться во времени вследствие развития пластических деформаций, в том числе при образовании трещин [52, 53].

Растягивающие усилия вдоль пролета плит при деформировании дисков перекрытий в своей плоскости, вызванные действием горизонтальных нагрузок, погрешностей монтажа вертикальных конструкций каркаса, температурных и других воздействий, воспринимаются связевыми плитами и элементами их узлов. То есть, связевые плиты и их узлы являются ключевыми элементами дисков перекрытий при восприятии растягивающих усилий, при этом они одновременно воспринимают и вертикальные нагрузки.

При принятых в практике проектирования допущениях, ограничивающих растягивающее усилие в связевой плите величиной 100 кН, для обеспечения прочности перекрытий при растяжении в отдельных случаях требуется установка дополнительных каркасов (рисунок 2.1).

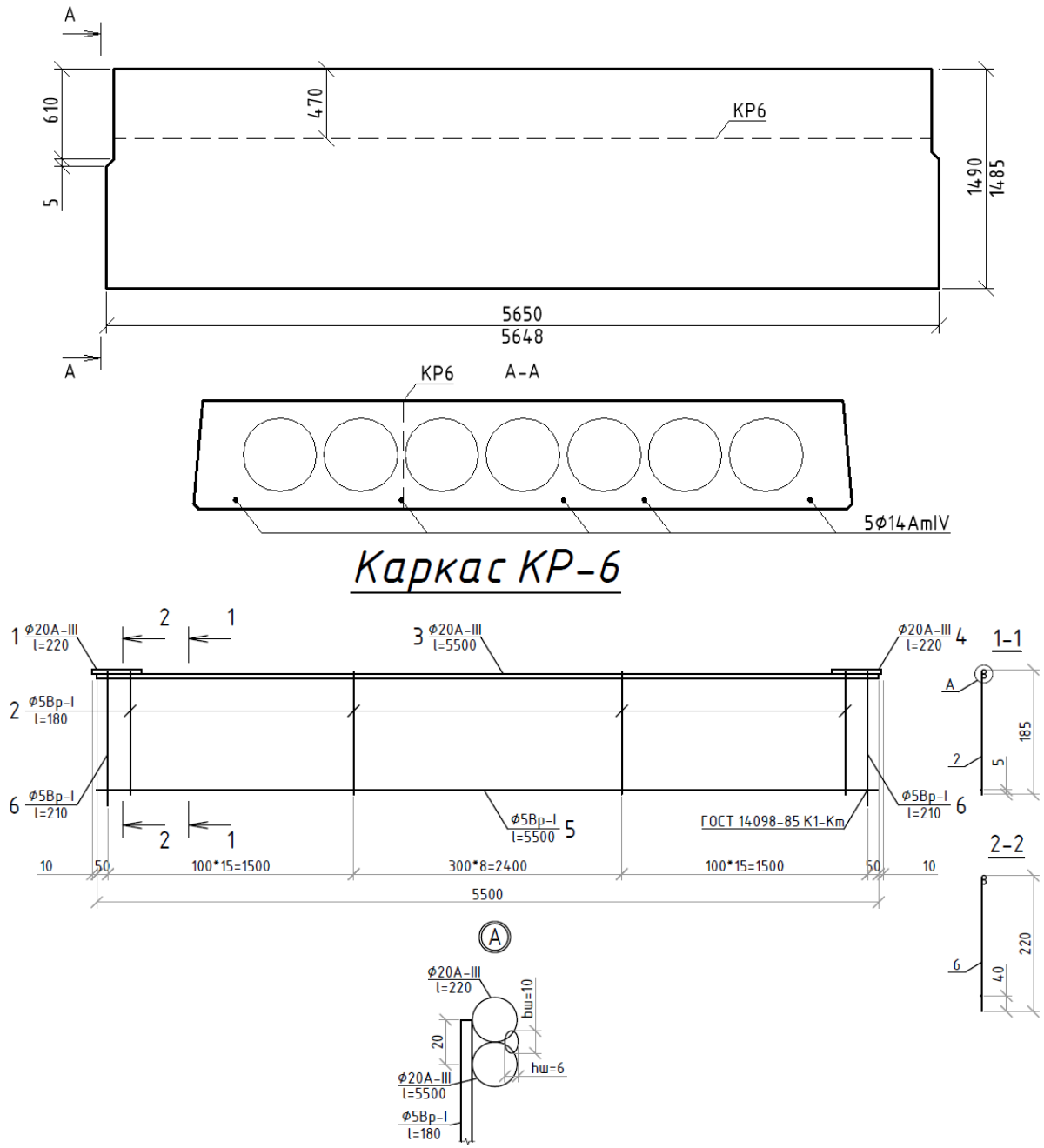


Рисунок 2.1 – Связевая плита для крайнего ряда марки ПК 56.15-16 Ат IV с продольным каркасом (Кр-6) для восприятия горизонтальных усилий в диске перекрытия.

Целью проведенных экспериментально-теоретических исследований являлось изучение степени взаимодействия сборных железобетонных многопустотных плит между собой и с опорными конструкциями в составе перекрытия при вертикальных и горизонтальных нагрузках.

Для достижения поставленной цели автором данной работы были сформулированы следующие задачи:

- исследовать прочность и деформативность многопустотных плит перекрытий в составе фрагмента перекрытия с замоноличенными продольными швами при неравномерной вертикальной нагрузке;

- исследовать прочность и деформативность многопустотных плит перекрытий в составе фрагмента перекрытия при замоноличенных продольных швах при действии горизонтальной нагрузки;

- исследовать и получить данные по деформативности связевых плит в своей плоскости с учетом узловых соединений с опорными конструкциями при действии горизонтальной нагрузки и оценить влияние вертикальной нагрузки на такую деформативность.

2.2 Экспериментальные исследования взаимодействия пустотных плит в составе фрагмента перекрытия при вертикальной нагрузке

2.2.1 Конструкция фрагмента перекрытия

Экспериментальные исследования проводились на экспериментальной базе АО «ЦНИИПромзданий» на натурном фрагменте перекрытия под руководством Трекина Н.Н. с участием автора.

Фрагмент перекрытия был выполнен из типовых плит марки ПК60.15-8АтV с замкнутыми круглыми шпонками, изготовленными на заводе железобетонных конструкций. Продольные швы между плитами фрагмента, состоящего из трех

плит, замоноличивались цементно-песчаным раствором М100. Кубиковая прочность раствора замоноличивания составила 11,5 МПа. Общий вид опытного фрагмента перекрытия показан на рисунке 2.2.

Опирание плит выполнялось шарнирно с неподвижной опорой (каток, приваренный к металлической пластине) с одной стороны и подвижной (каток, установленный свободно на металлическую пластину) с другой. Металлическими пластинами опоры были установлены на балку, закрепленную в силовом полу. При этом опоры плит были выполнены независимыми для каждой плиты (рисунок 2.3).

Загружение вертикальной нагрузкой выполнялось гидравлическими домкратами через систему распределительных балок и осуществлялось только для средней плиты, а взаимодействие ее с соседними плитами осуществлялось только через замоноличенные продольные швы. Давление в домкаратах создавалось ручной насосной станцией и оценивалось по показаниям манометра с ценой деления 10 кг/см^2. Схема испытания показана на рисунке 2.3.

Также была испытана отдельная плита, такая же, как и в составе фрагмента для определения ее жесткости и несущей способности вне фрагмента перекрытия.

В ходе эксперимента измерялись абсолютные вертикальные перемещения двух граней каждой из плит в середине пролета. Для определения прогиба плиты без учета осадок опор по граням у опор плит также измерялись вертикальные перемещения. Отдельно замерялись перемещения (проскальзывание) арматуры относительно бетона. Для измерений перемещений использовались индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм. Схема расположения приборов для измерений перемещений показана на рисунке 2.4.

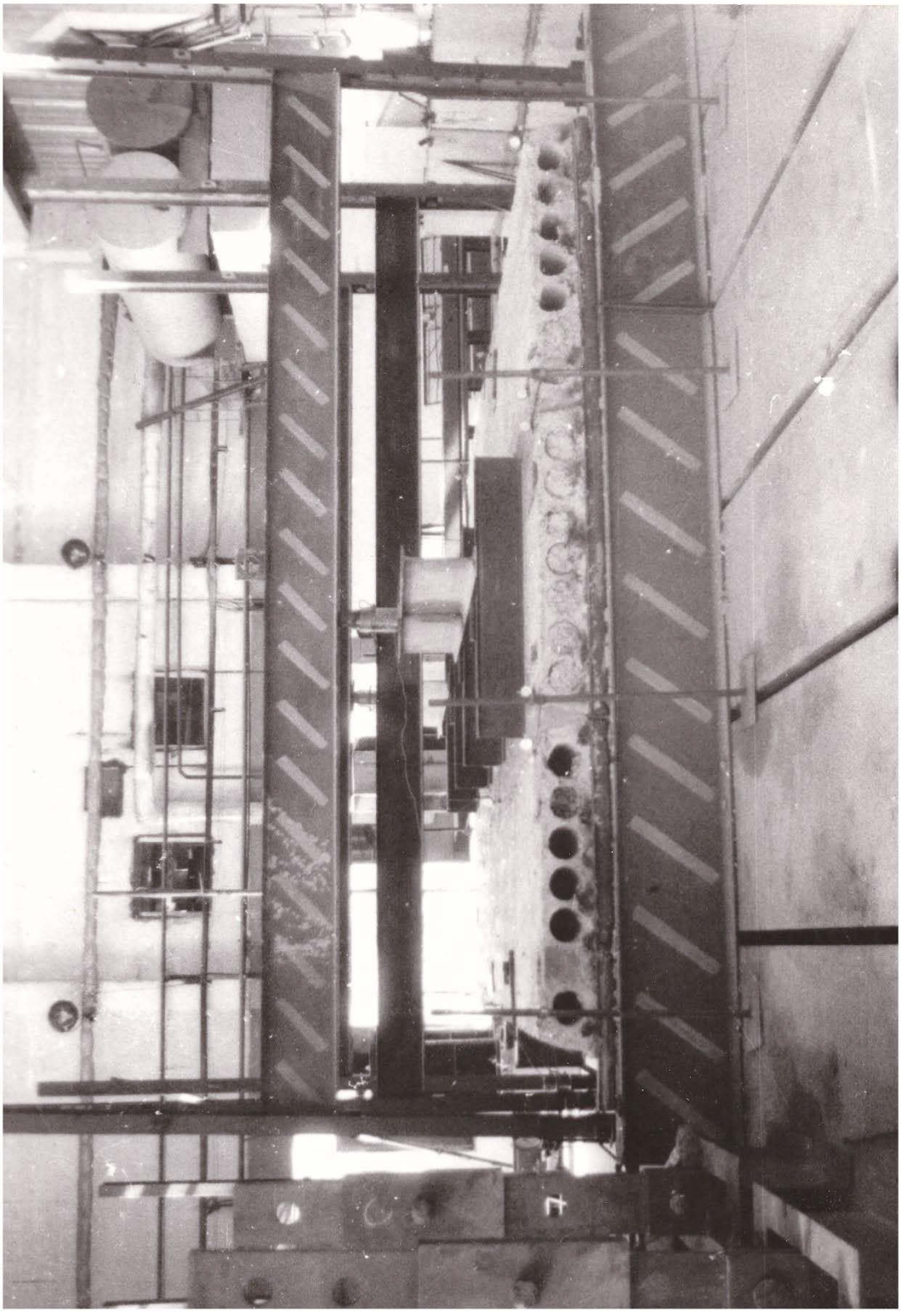


Рисунок 2.2 – Общий вид испытаний фрагмента перекрытия из многопустотных плит [108]

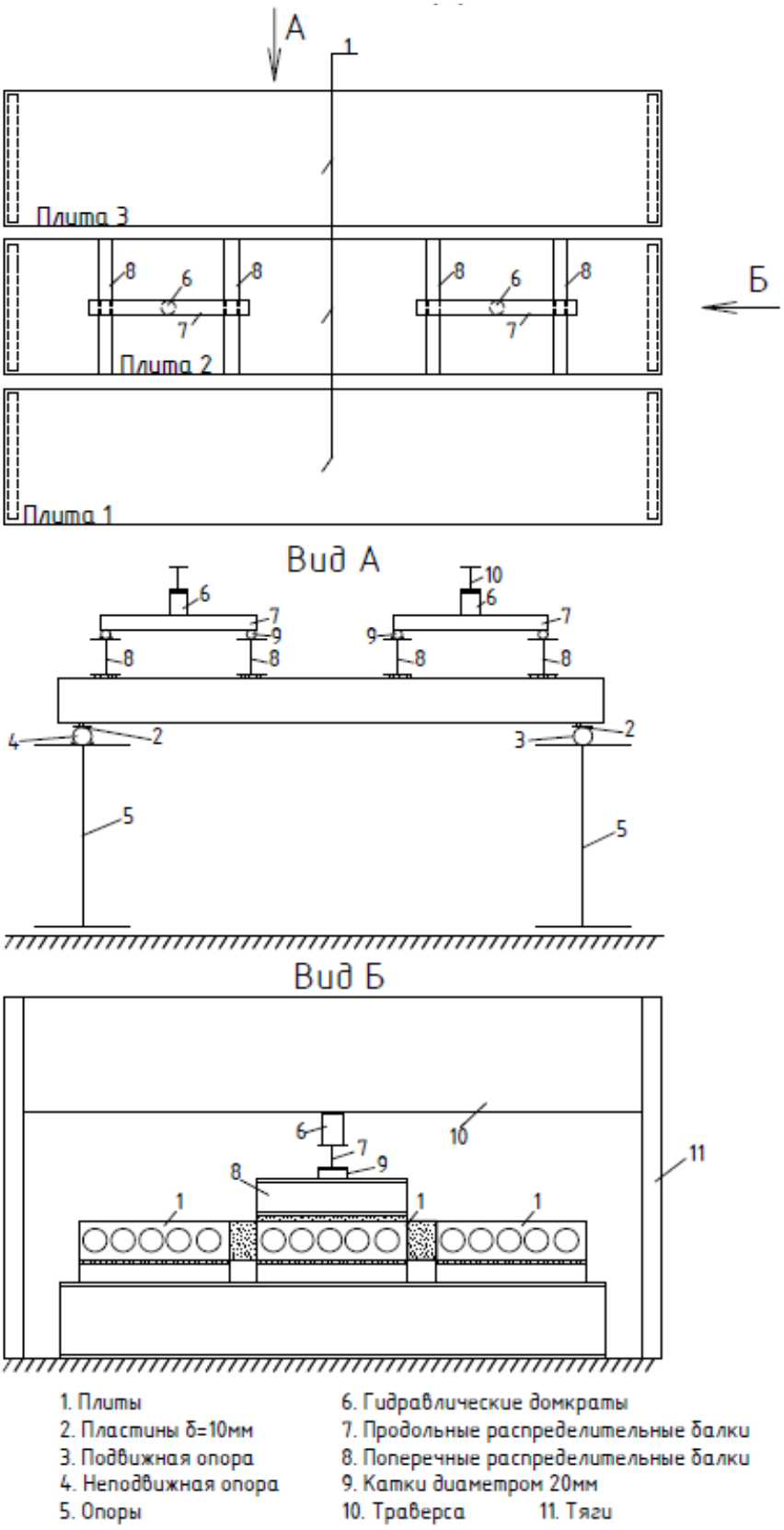


Рисунок 2.3 – Схема испытания фрагмента перекрытия на неравномерную вертикальную нагрузку.

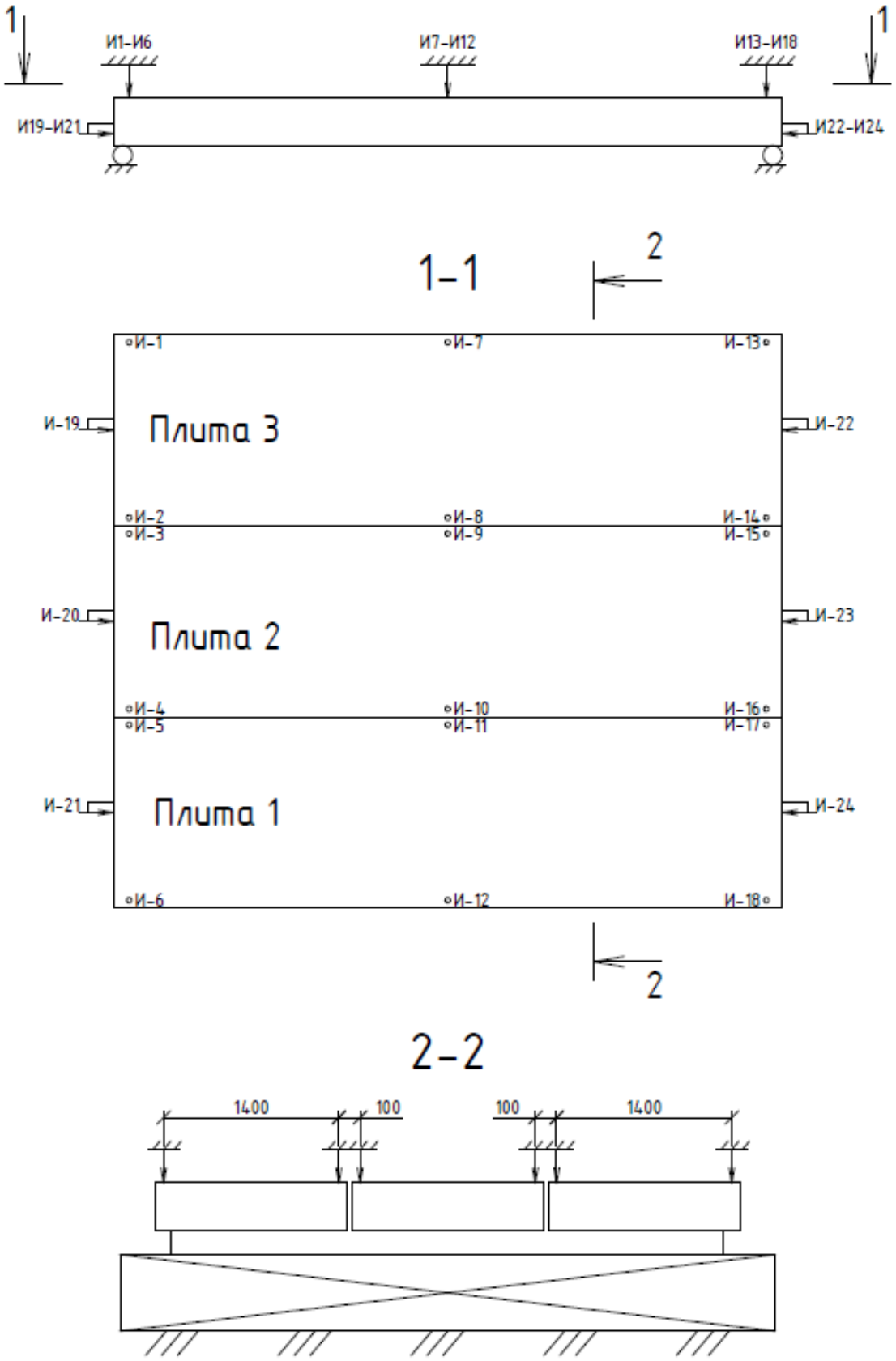


Рисунок 2.4 – Схема расположения индикаторов для измерения вертикальных перемещений.

2.2.2 Совместная работа плит в составе фрагмента при вертикальной нагрузке

Испытания фрагмента проводилось в два этапа с разгрузкой после каждого этапа: первый – ступенями до расчетного значения максимальной нагрузки (30,1 кПа), второй – аналогично, до разрушения плиты, сопровождавшимся ростом прогибов и наклонных трещин на поверхностях обеих крайних плит без увеличения давления, при нагрузке соответствовавшей 33,4 кПа.

Прогибы плит на дальнейших показанных графиках определены по средним значениям с учетом осадок опор как для плит в составе фрагмента, так и для отдельных плит.

Полученные графики прогибов в пролете, замеренных по граням соседних плит, представлены на рисунке 2.5. Из графиков видно, что линии зависимости прогибов от нагрузки соседних граней смежных плит не расходятся, и это свидетельствует об отсутствии сдвига в шве и совместной работе плит вплоть до разрушения плиты.

Графики рисунка 2.6, показывающие зависимость от нагрузки вертикальных перемещений крайних граней плит 1 и 3 в середине пролета, свидетельствуют о симметричном деформировании фрагмента перекрытия. Линейная зависимость прогибов от нагрузки наблюдалась на первом этапе до нагрузки 17 кПа, при которой в средней плите начали наблюдаться незначительные проскальзывания арматуры относительно бетона, не превысившие контрольную величину оценочного критерия, равную 0,1 мм.

За оценочный критерий разрушения плиты было принято перемещение арматуры более 0,1 мм относительно бетона, что свидетельствовало о нарушении сцепления арматуры с бетоном. По этому критерию разрушение фрагмента произошло при нагрузке в 28,6 кПа, причем в крайних плитах смещение произошло одновременно, что также свидетельствует о симметричном деформировании опытного фрагмента.

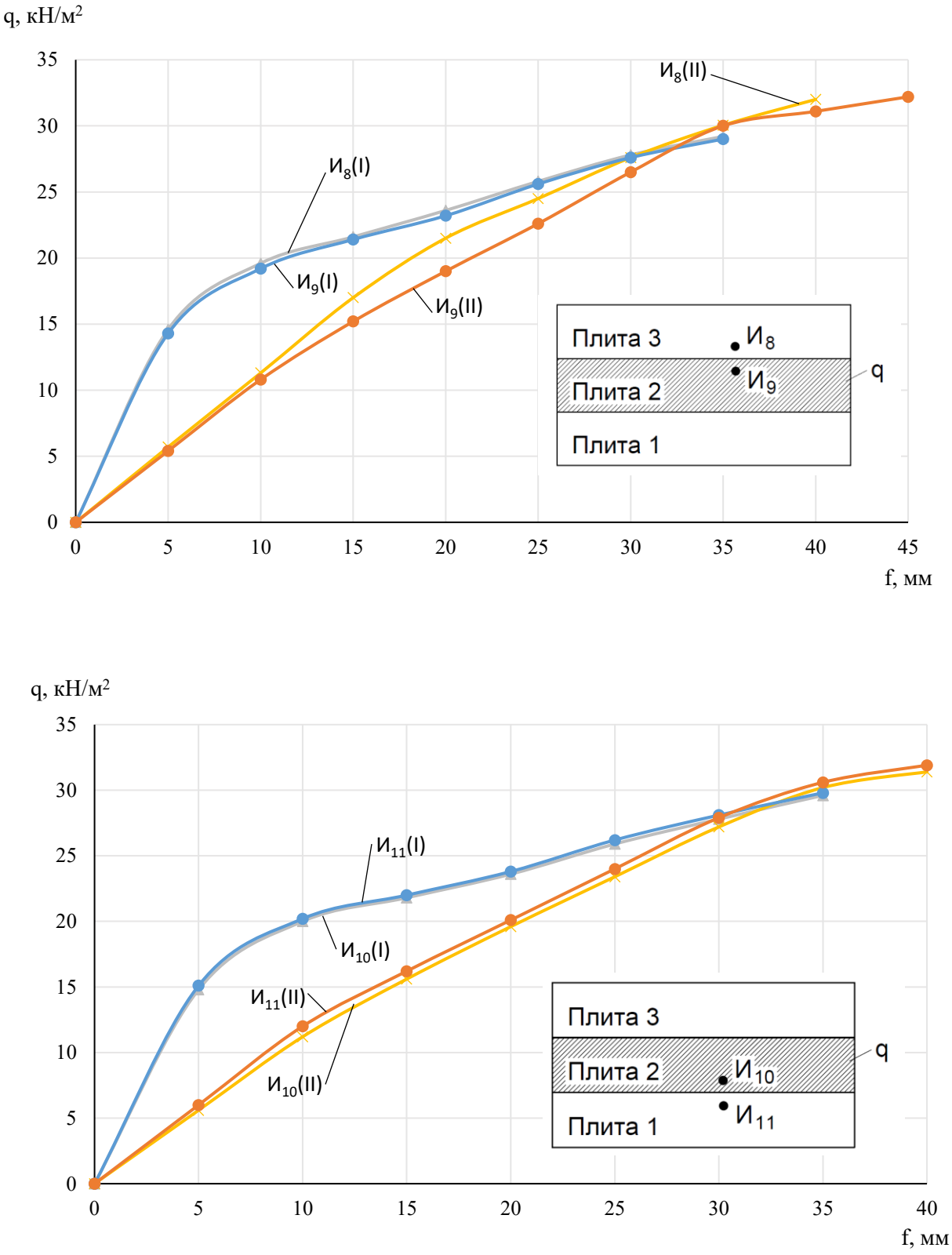


Рисунок 2.5 – Графики зависимости вертикальных перемещений от вертикальной нагрузки смежных точек плит в середине пролета, объединенных продольным швом между плитами 2-3 и 1-2 (I – первый этап нагружения; II – второй этап).

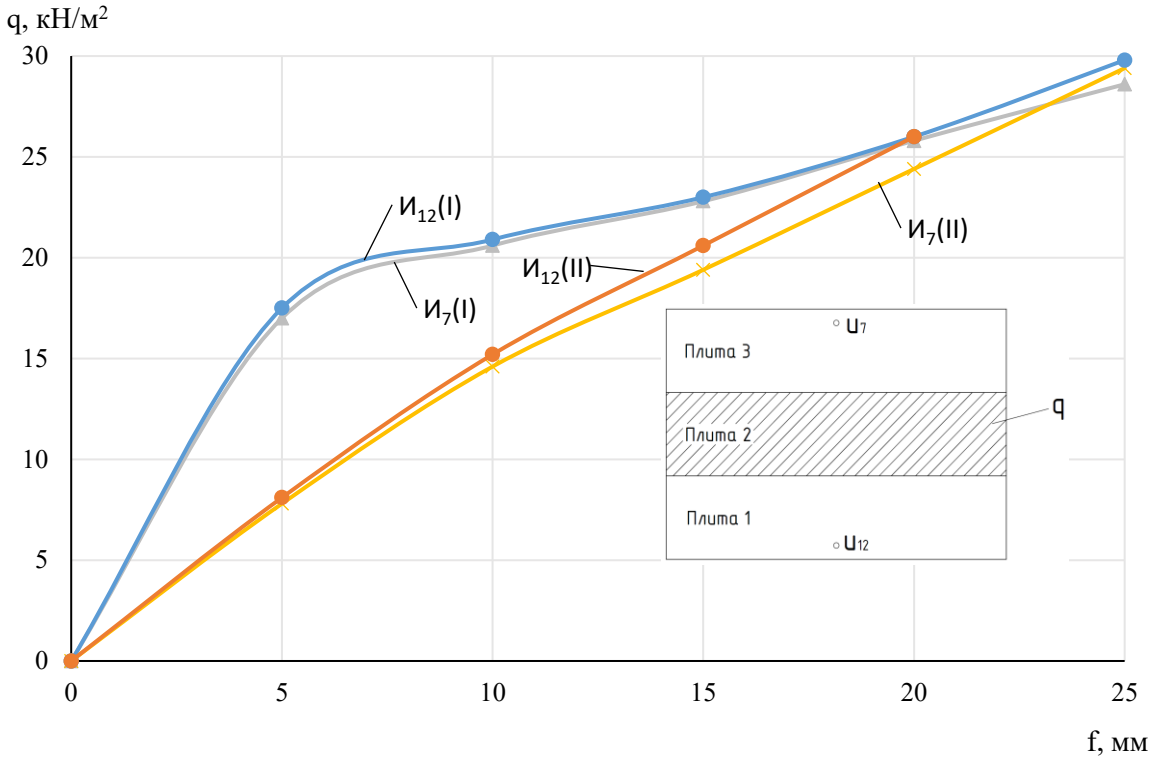


Рисунок 2.6 – График зависимости вертикальных перемещений от нагрузки на плиту 2 крайних граней плит 1 и 3 в середине пролета (I – первый этап нагружения; II – второй этап).

На рисунке 2.7 представлены графики прогибов в середине пролета для отдельных плит составляющих фрагмент (кривые 1-3) и для средней плиты в составе фрагмента (кривая 4). Зависимость прогибов от нагрузки при испытаниях отдельных плит имеет линейную зависимость до нагрузки в 5-6 кПа, что свидетельствует об упругом их деформировании. При увеличении нагрузки нелинейность деформаций в плитах развивалась интенсивно. Разрушение отдельных плит происходило вследствие разрыва продольной арматуры, сопровождавшемся раскрытием трещин в нормальном сечении свыше 1,5 мм и ростом прогибов без увеличения нагрузки. Разрушающая нагрузка составляла 14 кПа.

Оценка увеличения жесткости нагруженной плиты в составе фрагмента перекрытия производилась для контрольных прогибов 10 и 20 мм, что соответствует эксплуатационным нагрузкам, и для предельного значения прогиба L/200, что соответствует значению 30 мм, и представлена в таблице 2.1.

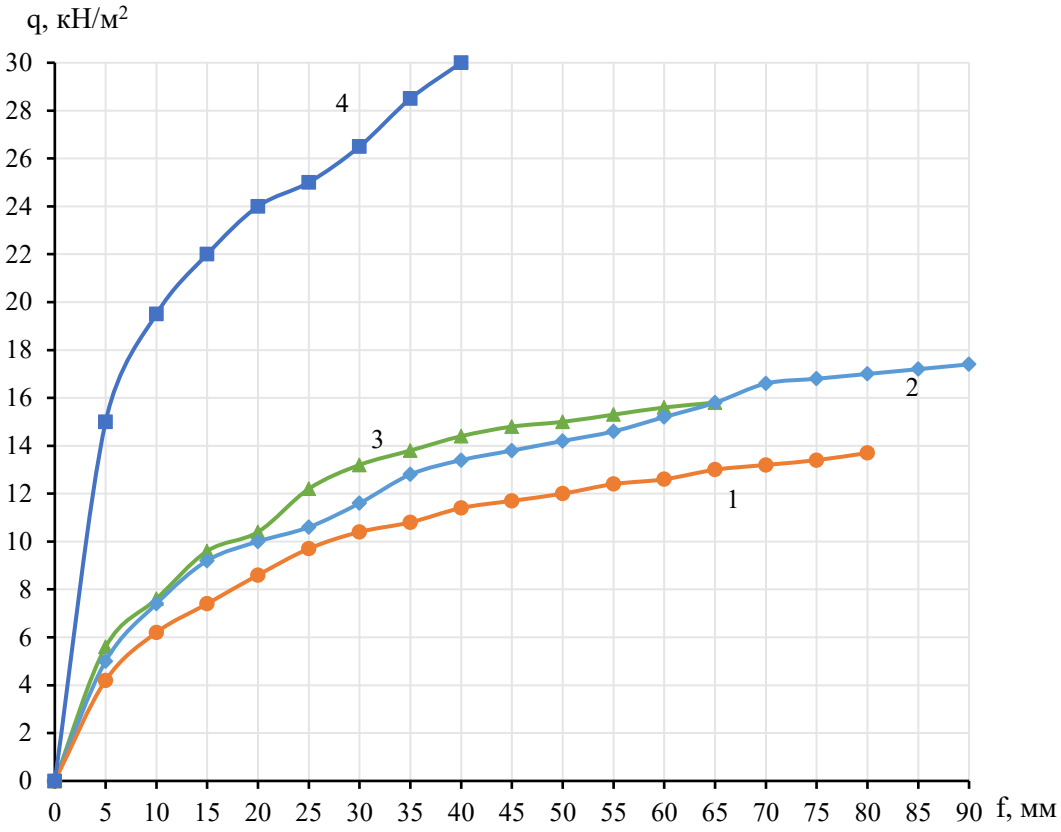


Рисунок 2.7 – Графики деформирования отдельных плит (кривые 1-3) и плиты в составе фрагмента перекрытия (кривая 4).

Таблица 2.1 – Сравнительная оценка прогибов одиночной плиты и нагруженной плиты в составе фрагмента перекрытия

№	Прогиб, мм	Нагрузки, кПа		$K_D = p_0/p_i$
		Одиночная плита, p_i	Нагруженная плита в составе фрагмента перекрытия, p_0	
1	10	6,6	19,5	2,95
2	20	8,6	24,0	2,79
3	30	10,4	26,5	2,55

Примечание: K_D – коэффициент увеличения жесткости плит в составе фрагмента по сравнению с одиночной плитой.

2.2.3 Прочность продольных швов

По результатам испытаний натурного фрагмента можно определить значение нагрузки, которая передается с нагруженной плиты на соседние на каждой ступени нагружения, которая будет равна:

$$p_{\text{ш}} = p_0 - p_i, \text{ кПа}, \quad (2.1)$$

где p_0 - нагрузка на загружаемую плиту в составе фрагмента при прогибе f;

p_i - нагрузка на отдельную плиту, вызывающая такой же прогиб f.

Это можно определить по рисунку 2.7 как разницу ординат соответствующих графиков деформаций отдельной плиты и нагруженной плиты в составе фрагмента.

Поскольку нагрузка распределяется вдоль шва по закону близкому к параболе [102], то приравнивая прогибы плиты, рассчитанные для равномерно распределенной нагрузки и нагрузки распределенной параболически, определим максимальную величину сдвигающей нагрузки в шве:

$$f = \frac{5 p_{ш} l^4}{384 EI}; \quad (2.2)$$

$$f = \frac{61 p_{ш,\max} l^4}{5760 EI}, \quad (2.3)$$

$$p_{ш,\max} = 1,23 \cdot p_{ш} = 0,615 \cdot p \cdot b, \quad (2.4)$$

где $p_{ш} = \frac{p \cdot b}{2}$, кН/м – реакция, равномерно распределенная по шву (здесь b – ширина плиты).

Тогда, при контрольных прогибах (см. таблицу 2.1) межплитные швы передают с нагруженной плиты на соседние соответственно, $p_{10} = 12,9$ кПа, $p_{20} = 15,4$ кПа и $p_{30} = 16,1$ кПа соответственно.

Максимальные значения передаваемого швом погонного вертикального усилия составит:

$$p_{ш,\max 10} = 0,615 \cdot 12,9 \cdot 1,5 = 11,9 \text{ кН/м};$$

$$p_{ш,\max 20} = 0,615 \cdot 15,4 \cdot 1,5 = 14,2 \text{ кН/м};$$

$$p_{ш,\max 30} = 0,615 \cdot 16,1 \cdot 1,5 = 14,9 \text{ кН/м}.$$

Таким образом, среднее значение максимальной погонной нагрузки, которую может передать межплитный шов составило порядка 13,5 кН/м.

2.2.4 Оценка сопротивления продольных швов сдвигу

При работе дисков перекрытий как горизонтальных элементов жесткости каркаса между плитами возникают сдвигающие и нормальные усилия в продольных швах. Такие усилия, возникающие как вдоль шва, так и в вертикальном направлении, воспринимаются замоноличенными шпонками боковых граней плит. При этом обеспечивая совместную работу плит за счет взаимодействия по шву соседних элементов с передачей нормальных и перерезывающих сил. Таким образом, монолитные швы между плитами в основном работают на сдвиг в вертикальном и горизонтальном направлениях и сжатие.

Для оценки работы шва при сдвиге вдоль плит при горизонтальных нагрузках были выполнены исследования натурного фрагмента. Фрагмент был выполнен из трех типовых многопустотных плит с круглыми замкнутыми шпонками по боковым граням (см. рисунок 2.8). Продольные швы замоноличивались цементно-песчаным раствором М100, с прочностью на срез, определенной по эмпирическим зависимостям $R_{sh} = 2\ R_{bt,n} = 2{,}1$ МПа.

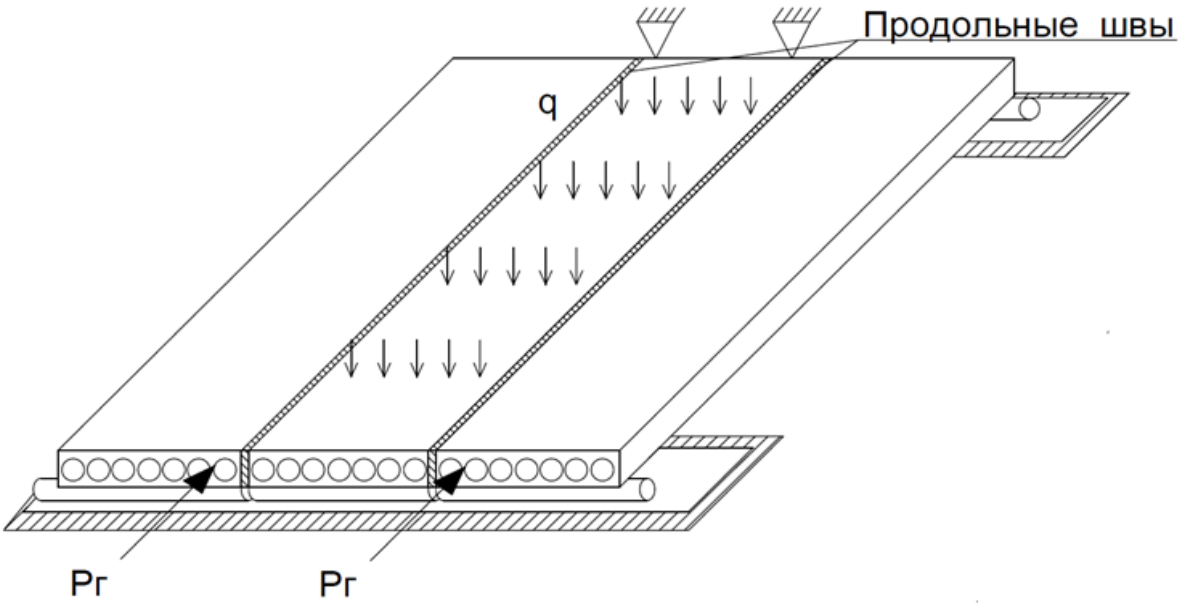


Рисунок 2.8 – Общая схема опытного фрагмента и схема приложения вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Крайние плиты фрагмента имели независимые шарнирно-подвижные опоры, позволяющие им перемещаться горизонтально независимо от средней плиты, а для средней плиты был предусмотрен упор (см. рисунок 2.8). Таким образом достигалась задача обеспечения передачи горизонтальной нагрузки на среднюю плиту только по монолитным швам.

Горизонтальное усилие создавалось домкратами и прикладывалось на крайние плиты непосредственно у продольных межплитных швов. Дополнительно, для оценки влияния вертикального пригруза на сдвиговую жесткость шва, средняя плита загружалась вертикальной распределенной нагрузкой домкратами через систему балок.

Перемещения торцов плит у швов контролировались индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Целью испытаний было определить величину распределенной вертикальной нагрузки, которая вызывала бы уменьшение сдвиговой жесткости шва в плоскости фрагмента.

Загружения выполнялись ступенями до расчетной нагрузки и выполнялось несколько циклов таких загружений как горизонтальной нагрузкой, так и вертикальной.

На первом этапе фрагмент загружался горизонтальной нагрузкой и до нагрузки в 143 кН, приложенной к каждой плите, смещения плит по шву отсутствовали. Далее, на втором этапе, было выполнено 10 циклов загружение-разгрузка горизонтальной нагрузкой с доведением ее значения до 215 кН. Такие циклические загружения также показали отсутствие смещения плит по шву.

На третьем этапе фрагмент загружался циклами вертикальной нагрузкой до расчетного значения в 8 кПа. Всего также было выполнено 10 циклов загружения-разгрузки. После снятия нагрузки последнего цикла вертикальной нагрузки фрагмент снова загрузили двумя циклами горизонтальной нагрузки. После выполненных циклов загружений также отсутствовали смещения плит по шву и элементы фрагмента деформировались совместно при нагрузках обоих направлений.

Затем была приложена вертикальная нагрузка до начала разрушения шва, при этом нагрузка на плиту соответствовала значению 23 кПа. При дальнейшем загружении фрагмента в таком состоянии горизонтальной нагрузкой с доведением ее до 286 кН на каждый шов не привел к полному разрушению шва.

На основании выполненных исследований натурного фрагмента, можно сделать вывод, что жесткость продольного шва с замкнутыми круглыми шпонками, даже при минимально возможной прочности раствора замоноличивания достаточно велика в диапазоне эксплуатационных нагрузок. Циклическая вертикальная нагрузка не снижает его жесткости при сдвиге в горизонтальном направлении, даже если она превышает расчетную до 3 раз. Таким образом, продольные швы замоноличивания между плитами в диске перекрытия можно принимать жесткими в диапазоне эксплуатационных нагрузок.

2.3 Экспериментальные исследования работы связевых плит

2.3.1 Методика проведения испытаний

Для определения жесткостных характеристик связевой плиты, с учетом ее соединений с опорными конструкциями, был запланирован эксперимент на натурном фрагменте. Испытуемый фрагмент состоял из типовой связевой многопустотной плиты ПК 56.15-16АтVт, уложенной на типовые ригели укороченной длины. Один конец ригеля был выполнен без полки на торцевом участке и опирание плиты на этом участке предусматривалось на опорный столик, аналогично опиранию на колонну. Плита на ригель устанавливалась на слой цементно-песчаного раствора М100 с замоноличиванием таким же раствором шва между плитой и ригелем.

В плите предусмотрен каркас для восприятия растягивающих усилий и крепления к нему связевой арматуры (см. рисунок 2.1).

Ригели были установлены на жесткие упоры, служащие для ограничения кручения, которые, в свою очередь, через подвижные катки устанавливались на силовой пол и не ограничивали линейные смещения вдоль пролета. Стержни связевой

арматуры были приварены к закладным деталям ригелей и каркасу плиты. Усилие создавалось домкратами и прикладывалось к связевой арматуре, выведенной за ригели и закрепленной на балке.

Перемещения характерных точек фрагмента измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Таким образом, разработанная схема испытаний была максимально приближена к натурным условиям работы связевой плиты в составе диска перекрытия.

Общий вид фрагмента и схема опирания и нагружения плиты показаны на рисунках 2.9 и 2.10.

Испытания выполнялись в три этапа. На первом этапе рассматривалась работа плиты и элементов ее соединения при действии вертикальных нагрузок, на втором – при действии горизонтальных нагрузок с предварительным вертикальным загружением, а на третьем – рассматривалась работа плиты по площадке опирания на ригель без соединения связевой арматурой.

На всех этапах загружение фрагмента выполнялось ступенями сначала вертикальной нагрузкой до расчетного значения по прочности, а потом горизонтальной нагрузкой. Расположение точек измерения перемещений и приборов приведено на рисунке 2.11.

2.3.2 Результаты испытаний связевой плиты

На первом этапе при загружении вертикальной нагрузкой до расчетного значения при повороте опорного сечения плиты в верхней части торцевого шва образовалась трещина шириной до 2,59 мм. Нижняя часть шва оставалась сжатой, что свидетельствует о смещении нижней части опорного сечения плиты к ригелю. Нормальное сечение торца поворачивалось также и в плоскости плиты, что вызвано нессиметричным расположением связевой арматуры.

Прирост деформаций связевой арматуры был менее перемещений торца плиты относительно ригеля, что свидетельствует о податливости закладной детали ригеля.

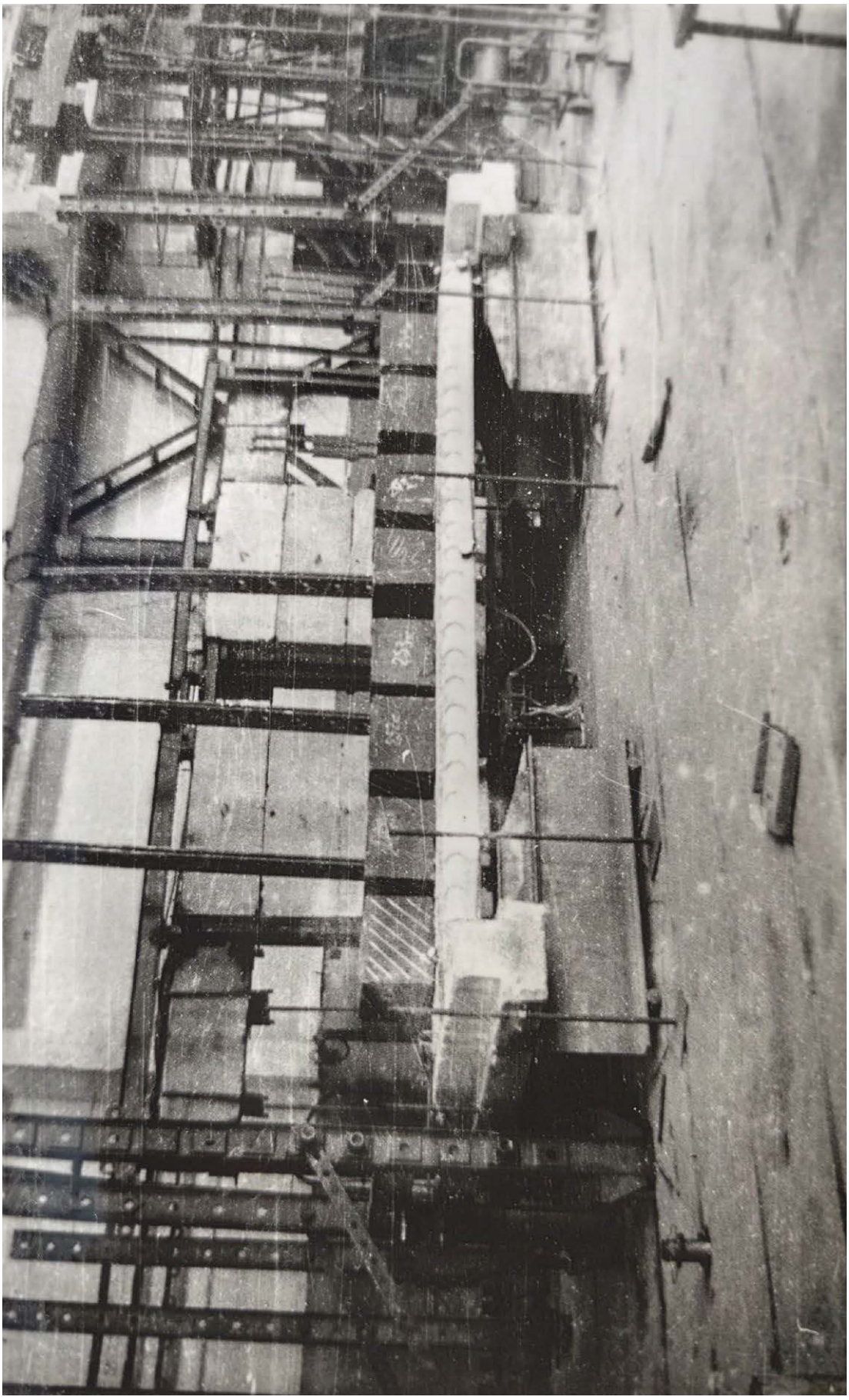


Рисунок 2.9 – Общий вид натурного фрагмента связевой плиты [109]

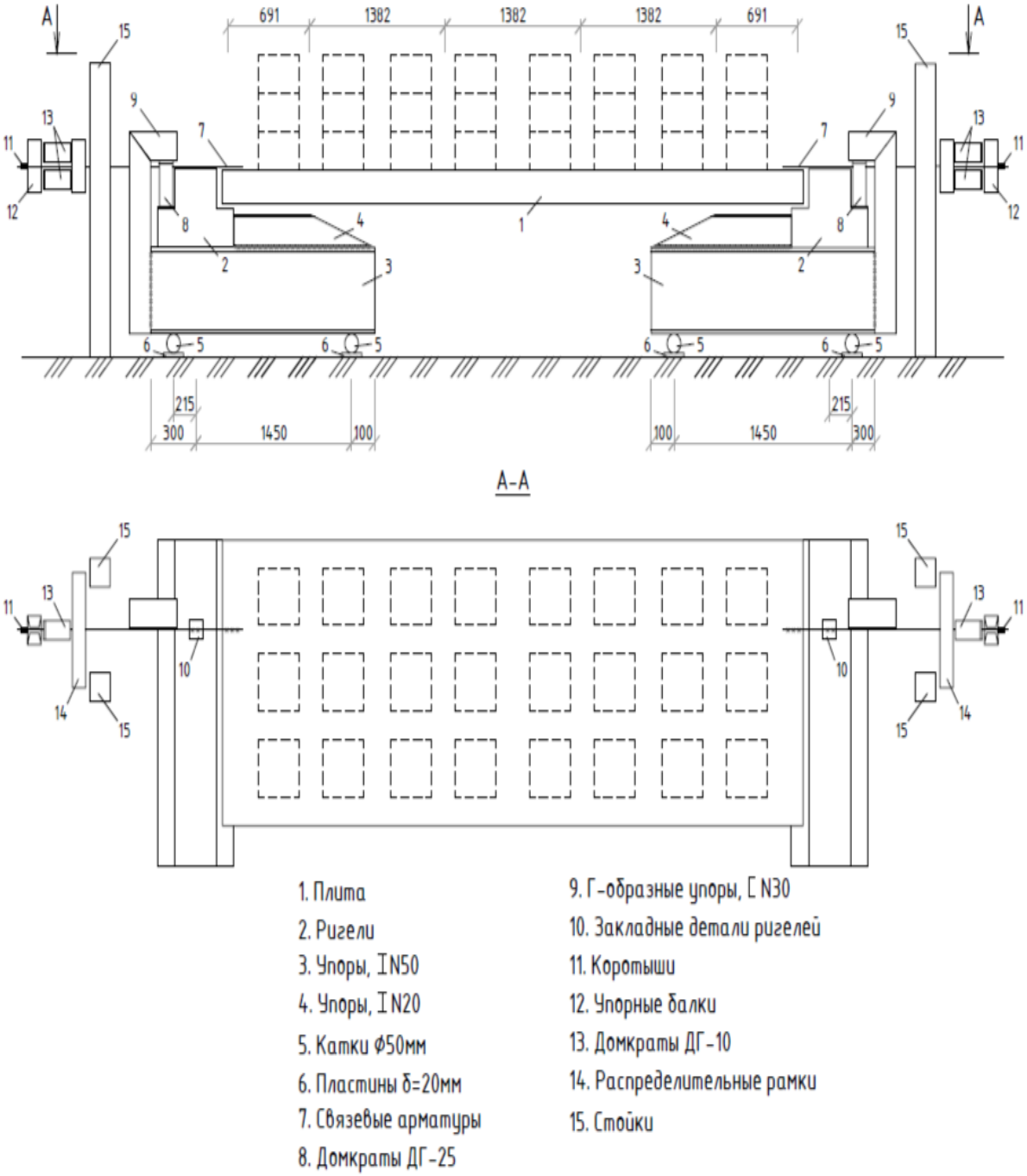
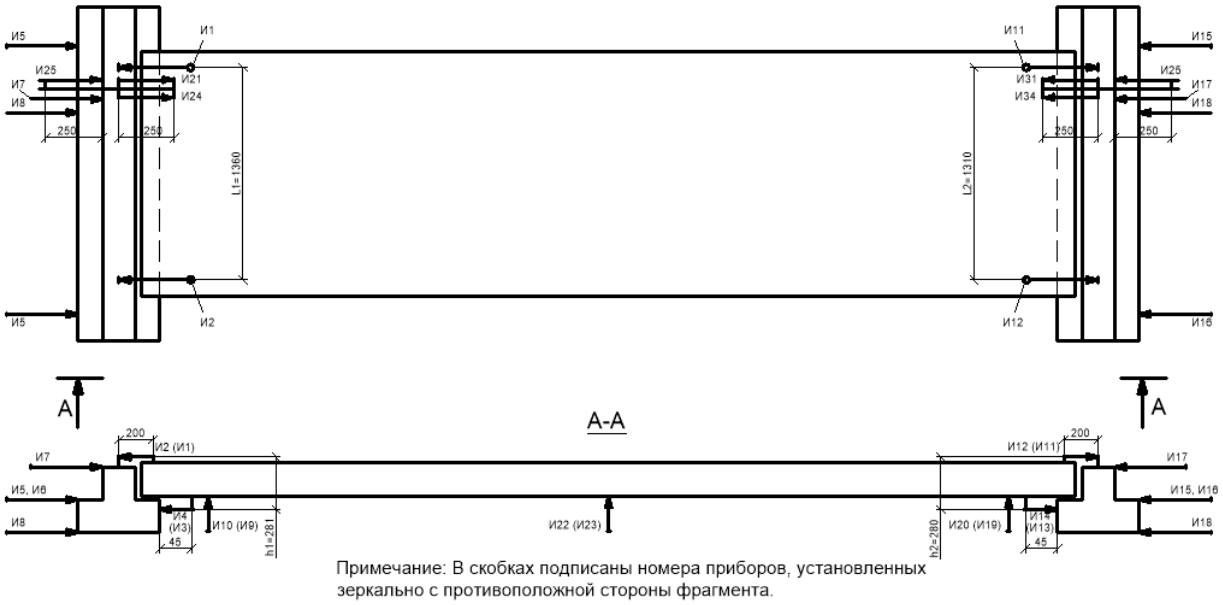


Рисунок 2.10 – Схема опирания и нагружения связевой плиты.

а)



Примечание: В скобках подписаны номера приборов, установленных зеркально с противоположной стороны фрагмента.

б)

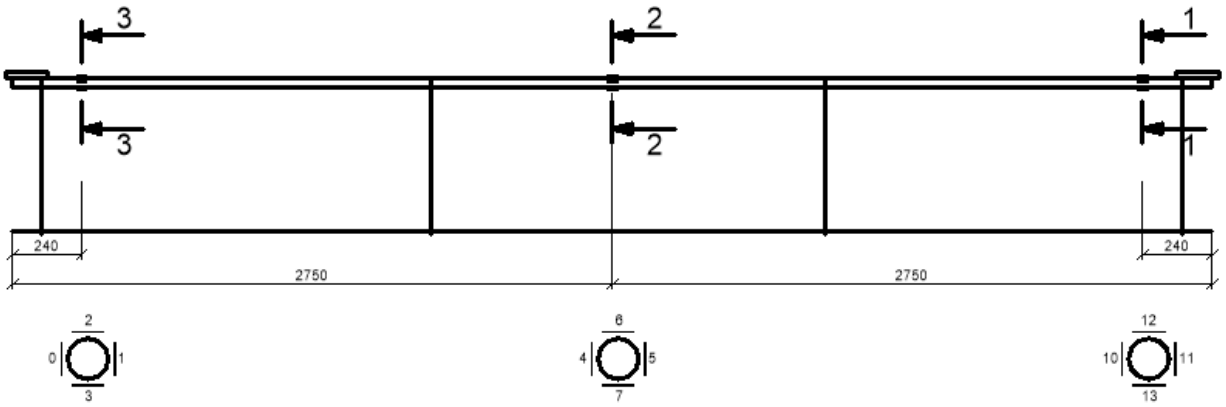


Рисунок 2.11 – Схема расположения индикаторов часового типа с точностью деления 0,01 мм для измерения вертикальных и горизонтальных перемещений (а) и расположения тензорезисторов для фиксации деформаций арматуры каркаса (б).

На рисунках 2.12 и 2.13 приведены графики зависимости угловых деформаций опорного сечения плиты относительно ригеля и относительные деформации связевой арматуры от вертикальной нагрузки. Удлинения стержней связевой арматуры имеют незначительную долю в общем перемещении верха плиты относительно ригеля (см. рисунок 2.13) и составляет 10 % при вертикальной нагрузке 15 кПа.

При повороте опорного сечения плиты несоосность усилий растяжения и стержня каркаса плиты привели к возникновению изгибающего момента в месте соединения связевой арматуры и каркаса, что повышает податливость этого узла в целом.

После загружения вертикальной нагрузкой фрагмент был загружен горизонтальной нагрузкой, приложенной к связевой арматуре с двух сторон образца.

По графику зависимости смещений торца плиты, приведенному на рисунке 2.14 видно, что интенсивный рост деформаций начался при достижении усилия в 70 кН, что было приурочено к началу разрушения сварного шва соединения стержней связевой арматуры с каркасом. Полное разрушение произошло при нагрузке 91 кН.

По графику зависимости напряжений в связевой арматуре от горизонтальной нагрузки (см. рисунок 2.15) видно, что на связевую арматуру приходилось 70 % приложенной нагрузки, что при начале разрушения составило 53 кН. Таким образом, порядка 30 % приложенной нагрузки приходилось на трение (сцепление) по площадке опирания плиты на ригель.

Проведенные испытания показали существенную деформативность узла соединения связевой арматуры с каркасом плиты. Удлинения связевой арматуры были менее деформаций, возникающих при достижении предела текучести, при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок. Разрушение фрагмента происходило прежде достижения предела текучести связевой арматурой вследствие упомянутого ранее ее изгиба из-за осесимметричности усилия в стыке с каркасом плиты.

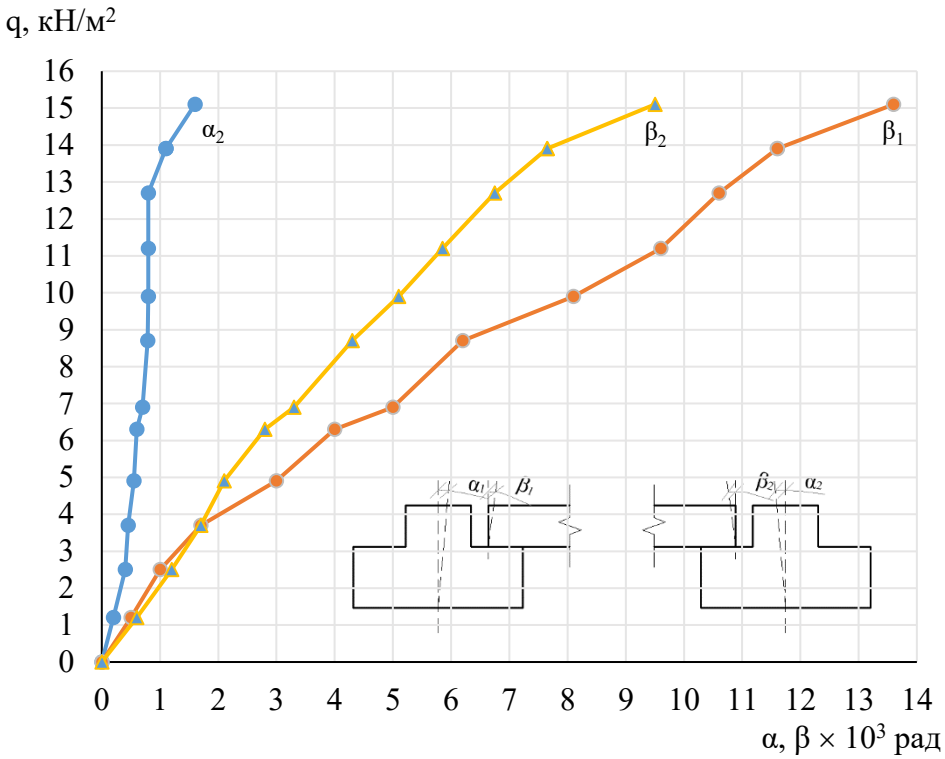


Рисунок 2.12 – Графики зависимости угла поворота ригеля относительно вертикали и торца опорного сечения связевой плиты относительно ригеля от вертикальной нагрузки.

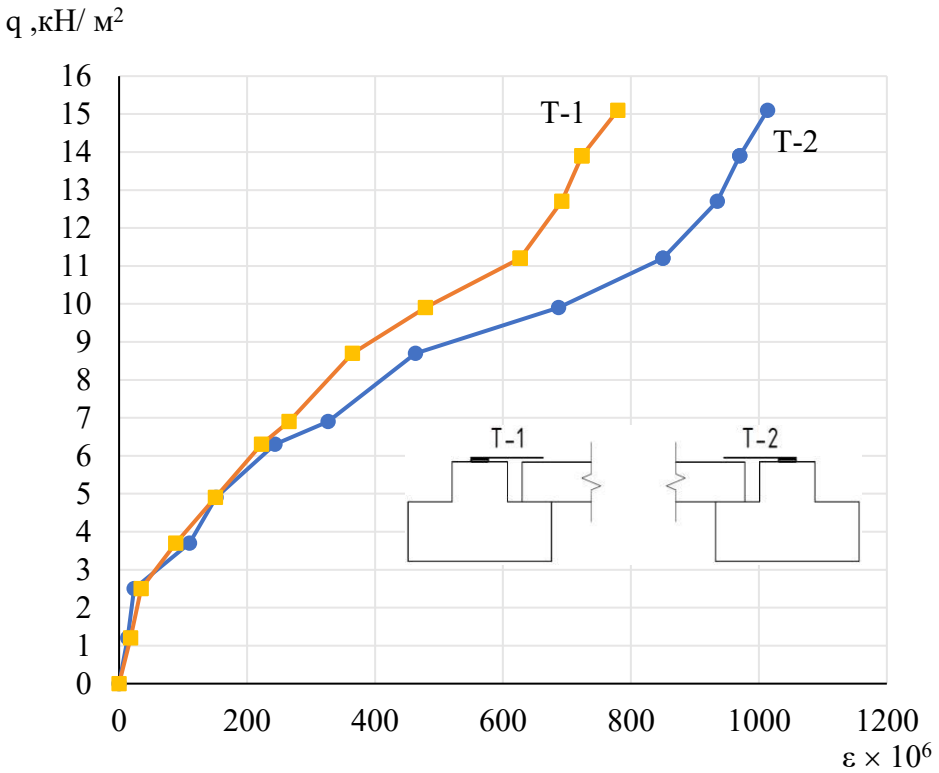


Рисунок 2.13 – Зависимость деформаций связевой арматуры от вертикальной нагрузки.

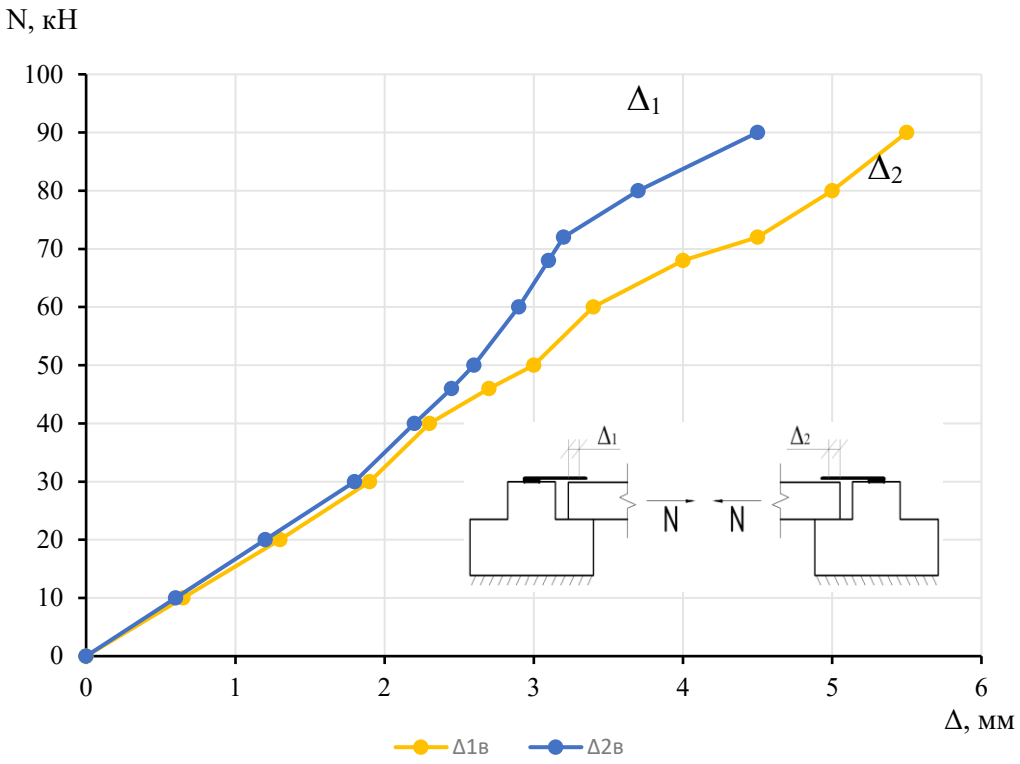


Рисунок 2.14 – График зависимости средних перемещений торца плиты по отношению к ригелю от горизонтальной нагрузки.

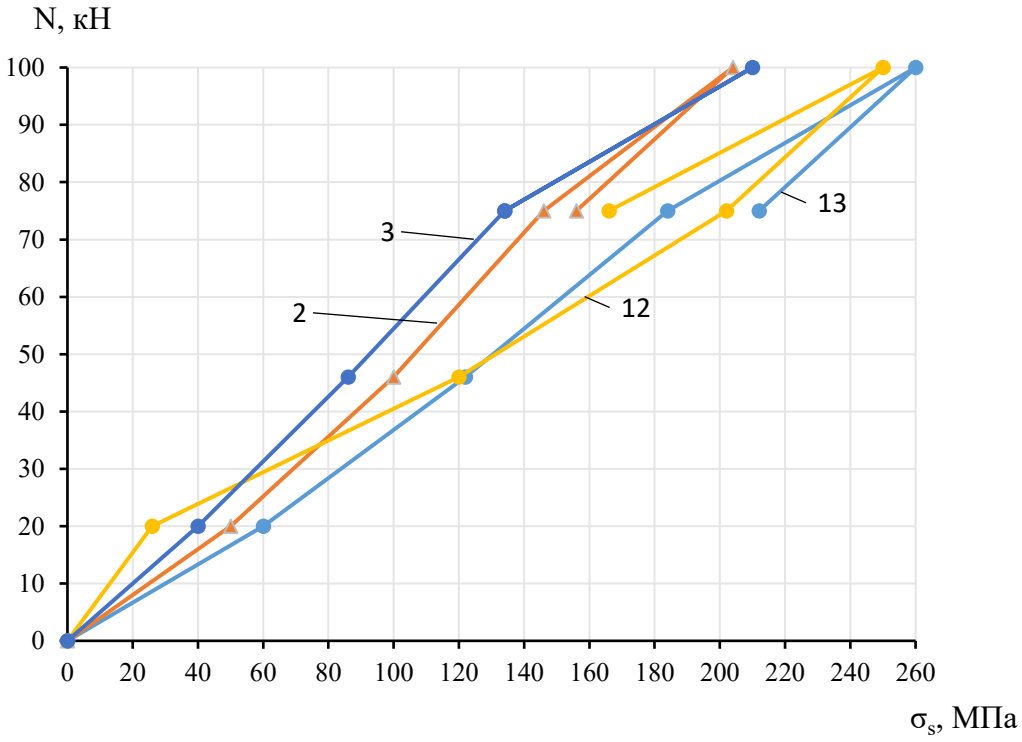


Рисунок 2.15 – График зависимости напряжений в связевой арматуре от горизонтальной нагрузки (номера датчиков по рисунку 2.11).

На втором этапе, чтобы исключить концентрацию деформаций в каркасе была выполнена закладная деталь, к которой и выполнялось крепление связевой арматуры. После доведения значения вертикальной нагрузки до расчетного значения, к связевой арматуре было приложено горизонтальное усилие ступенями до 115 кН. После сброса горизонтального усилия фрагмент снова загружался и доводился до разрушения.

По графику «относительные деформации – горизонтальная нагрузка» в связевой арматуре (см. рисунок 2.16) видно, что значительный рост деформаций начался при нагрузке от 110 кН и при нагрузке 170 кН относительные деформации достигли значений 0,013-0,018, что находится в зоне пластичной работы арматуры.

Несмотря на работу арматуры в стадии текучести, соединение связевой арматуры с каркасом плиты через закладную деталь работало в упругой стадии до нагрузки в 110 кН (см. рисунок 2.17)

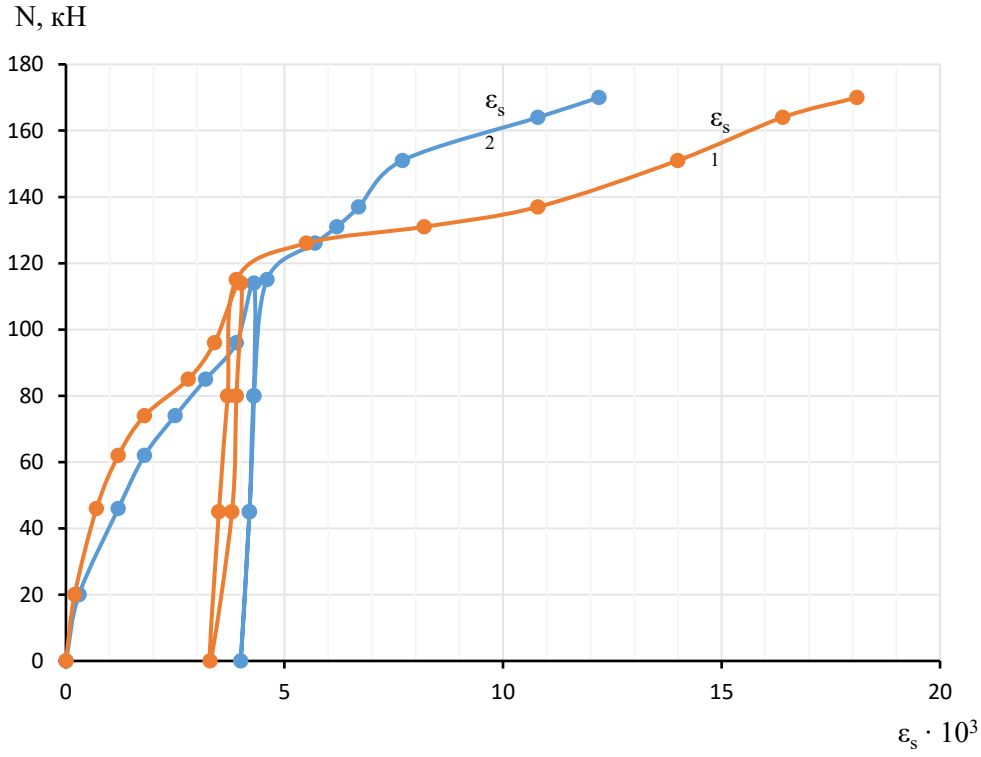


Рисунок 2.16 – График зависимости относительной деформации связевой арматуры от горизонтальной нагрузки (вертикальный пригруз q = 15 кН/м^2).

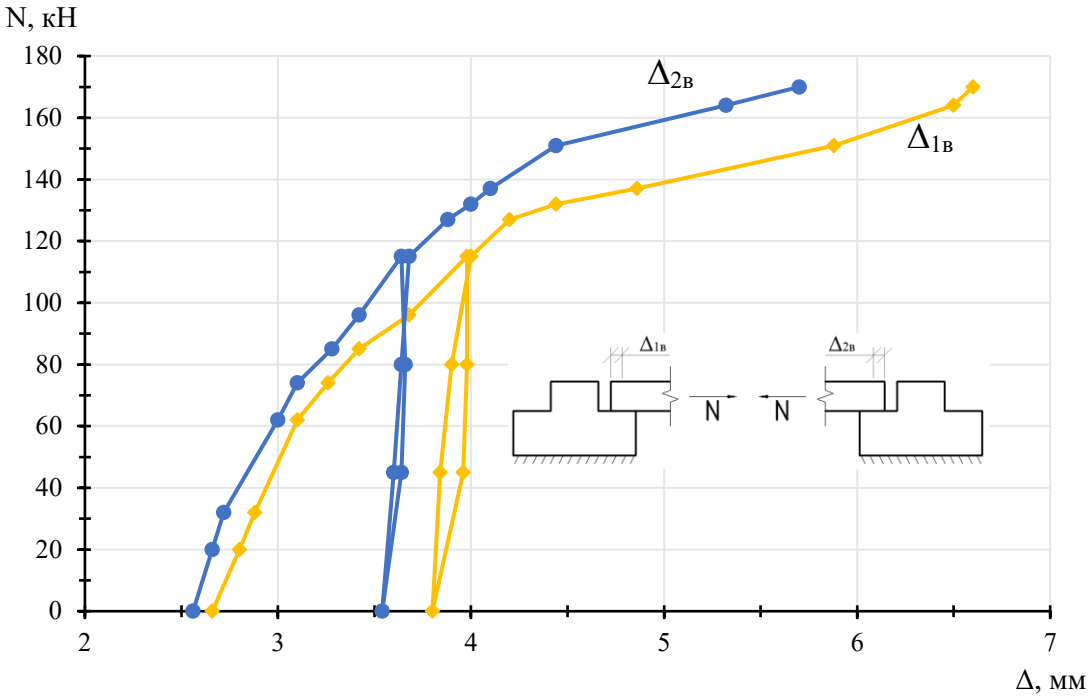


Рисунок 2.17 – График зависимости перемещений опорной части плиты относительно ригеля от горизонтальной нагрузки (вертикальный пригруз q = 15 кН/м^2).

Таким образом, экспериментально показано, что работа связевой плиты и ее жесткость находятся в зависимости от жесткости соединения по связевой арматуре и по опорным площадкам. Деформирование связевой арматуры при загружении вертикальной нагрузкой уменьшает податливость узла соединения при последующей работе в горизонтальном направлении.

На третьем этапе связевая плита имела взаимодействие с ригелем только по опорной площадке посредством трения по слою цементно-песчаного раствора М100. Кубиковая прочность раствора составила 12,2 МПа.

При давлении по опорной площадке, созданном вертикальной нагрузкой, равном 0,45 МПа, горизонтальная нагрузка, вызвавшая смещение плиты относительно ригеля, составила от 23 до 37 кН и ее значение не превысило в общем случае 40 кН. А при отсутствии вертикального пригруза смещение плиты началось при гораздо меньшем значении горизонтальной нагрузки, которая не превысила 15 кН.

2.3.3 Жесткость связевой плиты в плоскости диска перекрытия

Жесткость связевой плиты при горизонтальной нагрузке будет складываться из трех составляющих: продольная жесткость собственно железобетонной плиты, жесткость по арматурному соединению совместно с жесткостью сопротивления трению по площадке опирания плиты на ригель.

Продольная жесткость непосредственно железобетонной плиты определяется геометрией поперечного сечения плиты и определяется по известному выражению

$$C_{SV} = \frac{E_b F_{red}}{l_{pl}}, \tag{2.5}$$

где F_{red} – приведенная площадь поперечного сечения связевой плиты, равная

$$\begin{aligned} F_{red} &= F_b + \alpha \sum A_s = 148,5 \times 22 - 7 \times 15,9^2 / 4 + \\ &+ 7,3 \times (5 \times 1,54 + 3,14) = 2904,13 \ см^2 \end{aligned}, \tag{2.6}$$

E_b – модуль упругости бетона плиты;

F_{red} – приведенная площадь поперечного сечения плиты;

l_{pl} – длина плиты,

тогда

$$C_{SV} = \frac{275000 \times 2904,13}{555} = 14389,8 \ кН / см. \tag{2.7}$$

Общее горизонтальное усилие на связевую плиту будет состоять из усилия, воспринимаемого связевой арматурой, и усилия, затрачиваемого на преодоление трения плиты о полки ригеля.

При максимальной продольной нагрузке на плиту в 170 кН напряжения в бетоне не превышали 0,5 МПа. Плита в продольном направлении работала практически упруго и общее усилие включает усилие в связевой арматуре и усилие, воспринимаемое трением плиты о ригель:

$$N_{SV} = N_S + N_{tr} = \varepsilon_s E_S A_S + \Delta_S C_{tr}, \tag{2.8}$$

где Δ_S – перемещения плиты относительно ригеля;

C_{tr} – коэффициент пропорциональности между силой трения и перемещениями опорного участка плиты;

N_s – усилие в связевой арматуре;

N_{tr} – усилие, воспринимаемое трением плиты о ригель.

Перемещения связевой плиты будет складываться из перемещений закладной детали и связевой арматуры

$$\Delta_S = \Delta_{SA} + \Delta_Z, \tag{2.9}$$

где Δ_Z – перемещения закладной детали, к которой приварена связевая арматура;

Δ_{SA} – удлинение связевой арматуры.

Суммарное перемещение плиты определяется суммой перемещений

$$\Delta_{SVp} = \Delta_S + \Delta_P, \tag{2.10}$$

где Δ_p – продольные деформации непосредственно железобетонной плиты.

Как правило, используются стержни связевой арматуры диаметром 20 мм из арматуры класса А240. Длина стержней в чистоте составляет ориентировочно 20 см и соединяется по обеим концам с помощью сварки к закладным деталям ригеля и плиты. Суммарное удлинение связевого стержня и закладной детали равно

$$\Delta_S = \varphi_{cc}\left(1000\frac{N_S^2}{d^3E_b^2} + \frac{N_S}{dE_b}\right) + \frac{N_S l_S}{EA_s}, \tag{2.11}$$

где $\varphi_{cc} = 1$ при кратковременном действии нагрузки.

При действии поперечной нагрузки в 10 Н перемещения составят $\Delta = 1{,}53 \cdot 10^{-4}$ *м.*

В предположении, что горизонтальные перемещения плиты относительно ригеля будут соответствовать удлинению связевой арматуры с учетом перемещения закладной детали, коэффициент пропорциональности между силой трения и перемещениями опорной площадки плиты о ригель составит

$$C_{tr} = \frac{N_{tr}}{\Delta_S} = \frac{N_{SV} - \varepsilon_S E_S A_S}{\Delta_S}. \tag{2.12}$$

На рисунках 2.18 и 2.19 представлены графики, показывающие зависимость перемещения опорного сечения плиты относительно ригеля от горизонтальной нагрузки. Наряду с общей зависимостью нагрузка-перемещения N_{sv}, выделены зависимости, показывающие количественное распределение нагрузки между связевой арматурой N_s и трением по площадке опирания плиты на ригель N_{tr}. Из графика видно, что на начальном этапе нагружения нагрузка распределяется между этими двумя составляющими практически равномерно, а с увеличением приложенной нагрузки доля нагрузки, воспринимаемая арматурой, увеличивается.

Как показывают графики (см. рисунки 2.18 и 2.19) жесткость по арматуре практически не изменялась в процессе нагружения. При этом продольную жесткость связевой арматуры в упругой стадии работы можно определить по выражению

$$C_S = \frac{E_S A_S}{l_S}, \tag{2.13}$$

где l_S – свободная длина связевой арматуры.

А вот «жесткость» сопротивления трению по опорным площадкам, в среднем по результатам двух испытаний, в начале нагружения имела максимальное значение (рисунок 2.20), затем снижалась практически с равной интенсивностью. После начала разрушения подстилающего растворного слоя жесткость по трению существенно снизилась.

2.4 Выводы

По результатам выполненных экспериментально-теоретических исследований можно сделать следующие выводы:

- жесткость плит при совместной работе в составе фрагмента с замоноличенными швами, по сравнению с отдельной плитой, увеличивается до 2,75 раз;

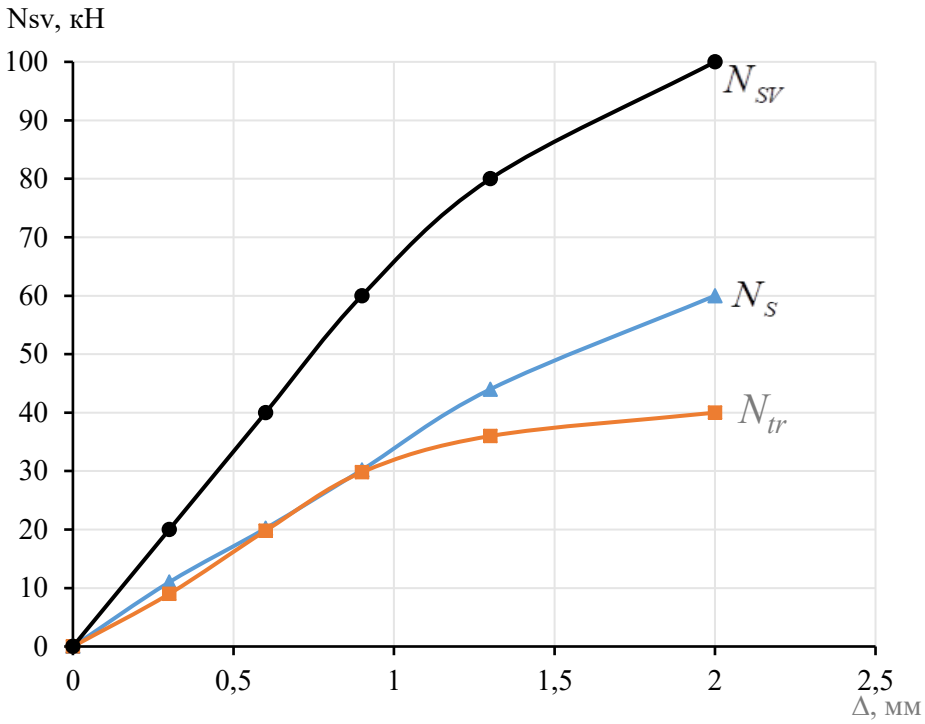


Рисунок 2.18 – Зависимость перемещений опорной зоны связевой плиты от внешней горизонтальной нагрузки и по раздельности от усилий в связевой арматуре и усилий по преодолению сопротивление трению (этап 1).

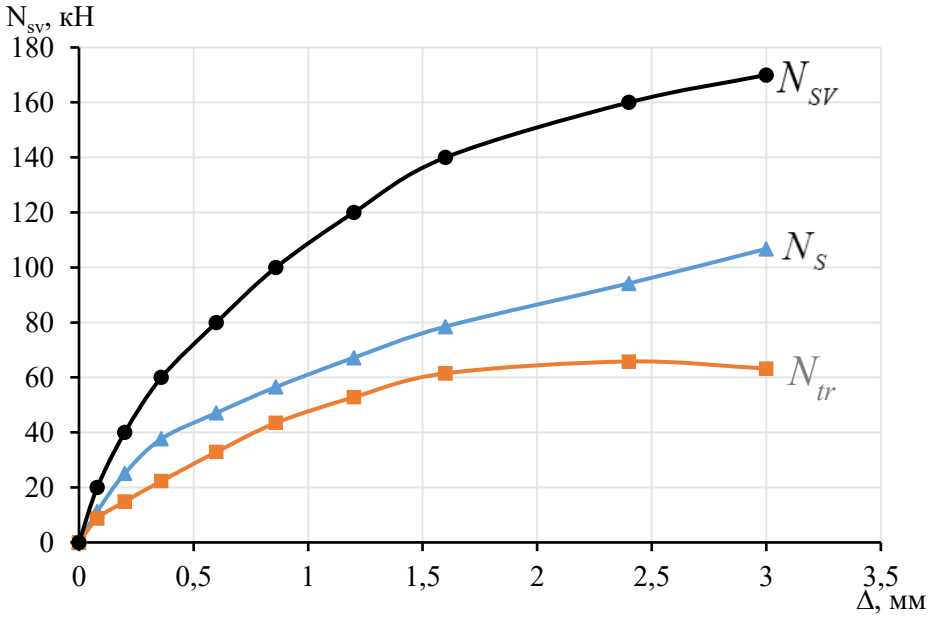


Рисунок 2.19 – Зависимость перемещений опорной зоны связевой плиты от внешней горизонтальной нагрузки и по раздельности от усилий в связевой арматуре и усилий сопротивления трению (этап 2).

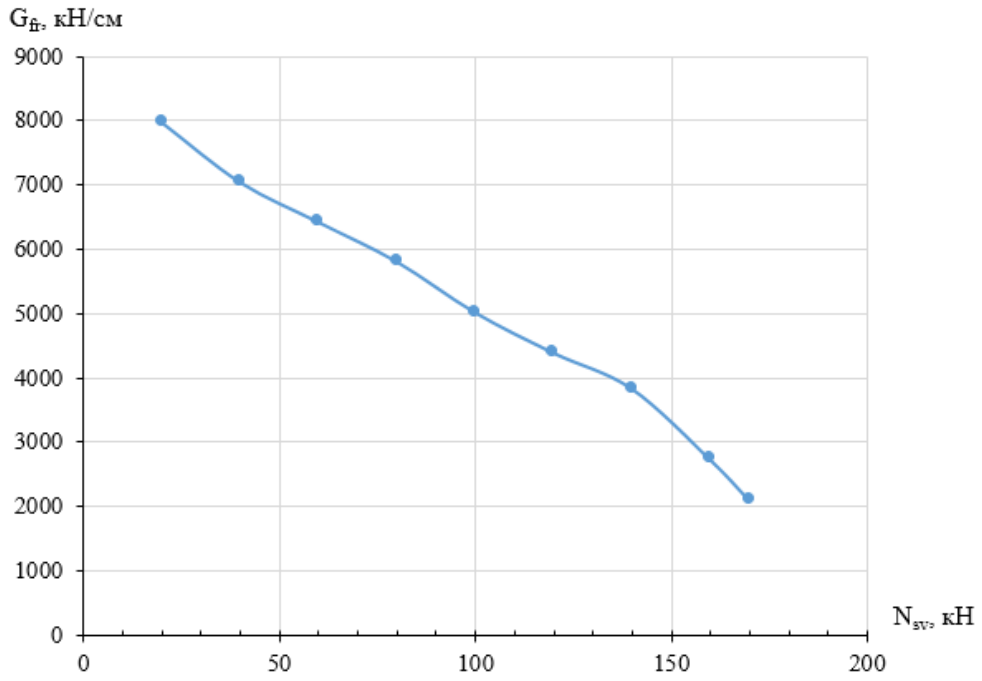


Рисунок 2.20 – Изменение жесткости сопротивления трению в зависимости от горизонтального усилия в связевой арматуре.

- разрушение фрагмента перекрытия, в котором обеспечивается совместная работа плит, может происходить из-за проскальзывания продольной арматуры и недопустимого раскрытия наклонных трещин по поверхности плит вследствие кручения ненагруженных плит;

- горизонтальная сдвиговая прочность и жесткость шва между плитами при замкнутых круглых шпонках не снижается вследствие действия вертикальных нагрузок в пределах их расчетных значений. К снижению такой жесткости может привести возможная неравномерная осадка соседних плит на опоре;

- жесткость связевых многопустотных плит в горизонтальной плоскости может снижаться при работе связевой арматуры в пластической стадии от приложения вертикальных нагрузок. Рекомендуется уменьшать напряжения в связевой арматуре конструктивными мероприятиями, например, уменьшением плеча действующих сил в опорном узле плиты;

- при пригрузе вертикальной нагрузкой сопротивление трению по швам опорных площадок плит существенно возрастает. Предел касательных напряжений по такой площадке составил 0,1 МПа без дополнительного вертикального давления и

0,15-0,25 МПа – при давлении равном 4,5 МПа;

- продольная жесткость связевых плит на растяжение в составе диска перекрытия определяется суммарной жесткостью трения по площадкам опирания, связевой арматуры, в том числе сварного шва в ее соединении, и самой плиты. Для плиты необходимо также учитывать изменение ее продольной жесткости вследствие прогиба под нагрузкой;

- значение податливости монолитных межплитных швов с круглыми шпонками, при возникающих в них в условиях эксплуатации усилиях, даже при минимальной прочности раствора замоноличивания (М100), не влияет на податливость диска перекрытия в целом при горизонтальных воздействиях. Такие швы допускается считать абсолютно жесткими;

- коэффициент пропорциональности между силой трения и перемещениями плиты может изменяться в широких пределах вследствие различного качества выполнения контактного слоя раствора по площадке опирания плит на ригели.

3 РАЗРАБОТКА РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ДЛЯ УЧЕТА ДЕФОРМАТИВНОСТИ ШВОВ

3.1 Обоснование расчетной модели ячейки перекрытия

Физическая модель диска перекрытия представляется геометрической схемой в виде стержней, пластин и связей с физико-механическими характеристиками материалов, которые принимаются приближенными с различной степенью идеализации. Это связано с тем, что сборные диски перекрытий представляют комплексную многокомпонентную конструкцию с большим количеством горизонтальных швов, работающих в основном как односторонние связи. Опорные швы оказывают сопротивление силам трения и сцепления. Деформативность самих сборных плит в своей плоскости существенно ниже деформативности швов, особенно при растягивающих напряжениях. Данных о количественной оценке деформативности швов накоплено еще недостаточно.

В то же время, в пространственно-деформируемых системах распределение усилий в значительной степени определяется жесткостными характеристиками элементов и их сопряжений в составе диска, которые зависят не только от материала и уровня напряжения в нем, но и от качества изготовления и монтажа, истории нагружения, типа конструкции, степени повреждения и других факторов. Следовательно, геометрические и физико-механические параметры конструкций имеют случайный характер под влиянием геометрической неоднородности и неоднородных свойств материалов, но при проектировании или обследовании принимаются детерминированными, как и нагрузки, поскольку вопрос этот недостаточно исследован.

Поэтому для практических целей необходимо разработать упрощенные детерминированные расчетные модели, которые по своим геометрическим схемам, физическим свойствам материалов и схемам загружения, по возможности, должны быть приближены к реальным конструктивным решениям и, в то же время, быть достаточно простыми для получения решений практических задач. Кроме того, на

всех этапах жизненного цикла зданий, они должны гарантировать надежную работу пространственно-деформирующегося диска перекрытия, составляющих его конструкций и узлов их соединения.

Интенсивное развитие компьютерной техники с ростом ее вычислительных возможностей обусловило направленность в развитии численных методов расчета конструктивных систем. Такие методы позволяют применять пространственные дискретные расчетные модели несущих конструкций зданий с достаточно высокой степенью детализации. В настоящее время наиболее распространенным для практического применения является метод конечных элементов, который имеет и развитую теоретическая базу и разработанное многочисленное программное обеспечение.

Такие методы по сути своей представляют инструмент для расчета, и для его применения необходимо научное обоснование подходов к созданию пространственных расчетных моделей, которое включает в себя моделирование граничных условий, взаимосвязей элементов модели между собой и анализа результатов.

Чтобы получить максимально приближенную картину напряженно-деформированного состояния рассчитываемой несущей системы или конструкции необходимо, чтобы расчетная модель выражала геометрическое и физическое подобие реальных конструкций и систем и имела возможность рассматривать работу конструкций здания на различных стадиях его жизненного цикла.

На современном этапе развития существующие расчетные программные комплексы позволяют достаточно подробно моделировать не только элементы самих конструкций, но и их узловых соединений с соседними конструкциями, условия их взаимодействия, изменение жесткостных характеристик в зависимости от напряженно-деформированного состояния и прочее. Это позволяет достаточно подробно анализировать напряженно-деформированное состояние конструктивных систем и конструкций.

Конструкции, составляющие диск перекрытия, а также их соединения имеют физически-нелинейный характер работы, а весь диск перекрытия, как физически-,

так и конструктивно нелинейный. Физическая нелинейность выражается в не прямой зависимости деформаций от напряжений, а конструктивная, например, для перекрытий, в зависимости от жесткости соединений и от знака усилия в них, а значит от направления действия нагрузки.

Одним из основных представлений о работе перекрытия в своей плоскости в настоящее время является ферменная аналогия, при которой жесткость обусловлена физико-механическими характеристиками сжатия или растяжения элементов фермы в каждой ячейке. Основы такого подхода были сформированы Ханджи В.В. [116] и другими учеными. Однако такой подход может дать только качественную оценку работы перекрытия в силу принятой условности распределения усилий.

Рассматривая опыт ранее выполненных исследований в этой области [3, 11, 28, 30, 31 , 41, 46, 54, 57, 89, 126, 127, 130, 131, 132] и многих других, можно сказать, что основными факторами, которые необходимо учитывать при моделировании перекрытий для расчета, являются тип плит, качество выполнения соединений, условия взаимодействия с опорными конструкциями. Очевидным также является, что деформации будут концентрироваться в основном в узлах соединения конструктивных элементов в силу их конструктивных особенностей.

Как показали экспериментальные [55] и теоретические [57] исследования, при величине обычно действующих в дисках покрытия одноэтажных промышленных зданий усилий, замоноличивание швов между плитами не влияет на жесткость диска. В работе [16] установлено, что при отсутствии замоноличивания деформативность диска покрытия на 10 - 16 % выше чем без замоноличивания. Однако, это могло являться следствием армирования швов между плитами в исследуемом фрагменте.

Исходя из анализа экспериментальных исследований (см. главу 2), фрагменты дисков перекрытий при замоноличивании швов можно принимать с разбивкой размером на ячейку здания, соответствующую сетке колонн, выделяя при этом связевые плиты.

В данной работе для численных теоретических исследований принята такая ячейка размером 6 × 6 м, состоящая из пластин (1), моделирующих плиты, стержней (2), моделирующих ригели, и стержней (3), моделирующих дискретные связи между элементами (см. рисунок 3.1).

Пластинчато-стержневая модель [62, 109] позволяет в большей степени учитывать факторы, влияющие на работу диска перекрытия, и применялась в работах [55, 78] и других в различных интерпретациях.

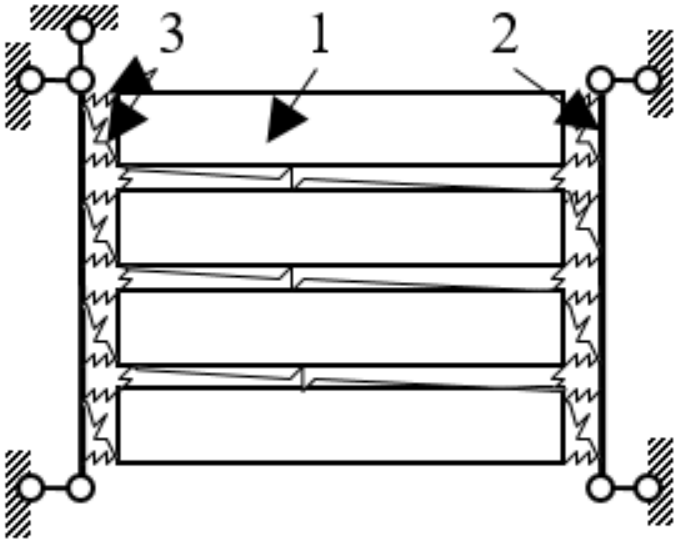


Рисунок 3.1 – Расчетная модель фрагмента перекрытия:
1 – плита; 2 – ригель; 3 – связи, моделирующие швы.

Для дисков из ребристых плит приемлема такая же дискретизация.

3.2 Экспериментальные исследования по обоснованию схемы деформирования расчетной модели ячейки перекрытия при горизонтальной нагрузке

Как отмечалось ранее, жесткостные характеристики связей зависят от возникающих в них усилий, которые, в свою очередь зависят от направления приложения нагрузки. Тип возникающих внутренних усилий в такой модели можно установить на основании кинематической схемы перемещений. В случае, когда швы

между плитами не замоноличены, в деформируемой ячейке при горизонтальном воздействии плиты перемещаются практически независимо друг от друга.

Это было показано в экспериментальных исследованиях Семченкова А.С. [89] на двух пролетном фрагменте перекрытия (рисунок 3.2).

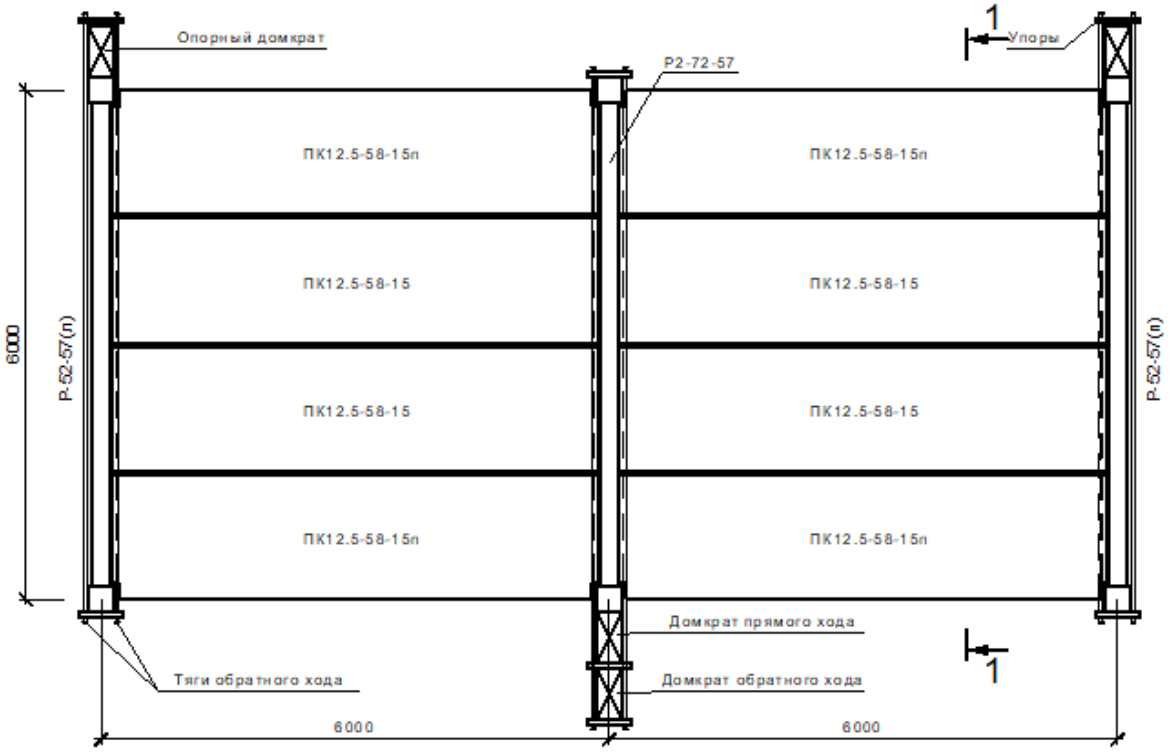
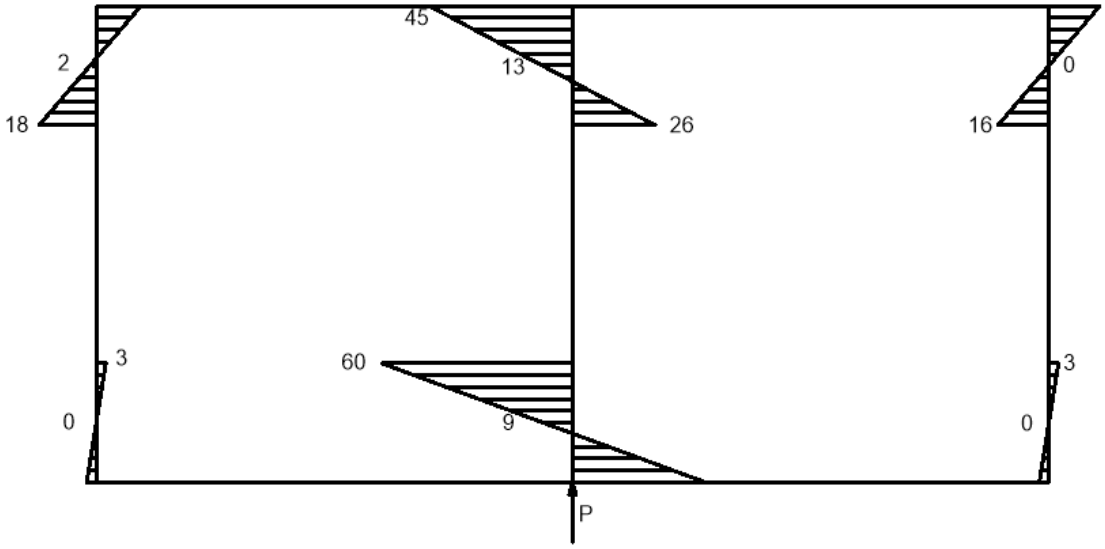


Рисунок 3.2 – Схема испытания двух пролетного фрагмента перекрытия из многопустотных плит на горизонтальную нагрузку [89].

На рисунке 3.3 показаны схемы деформирования торцевых швов опытного фрагмента с уложенными только связевыми многопустотными плитами (рисунок 3.3,а) и опытного фрагмента с уложенными всеми плитами, но без заполнения швов между ними (рисунок 3.3,б).

То есть при отсутствии взаимосвязи между плитами по боковым граням плиты в составе ячейки деформируются как отдельные элементы, как это показано на рисунке 3.4.

а)



б)

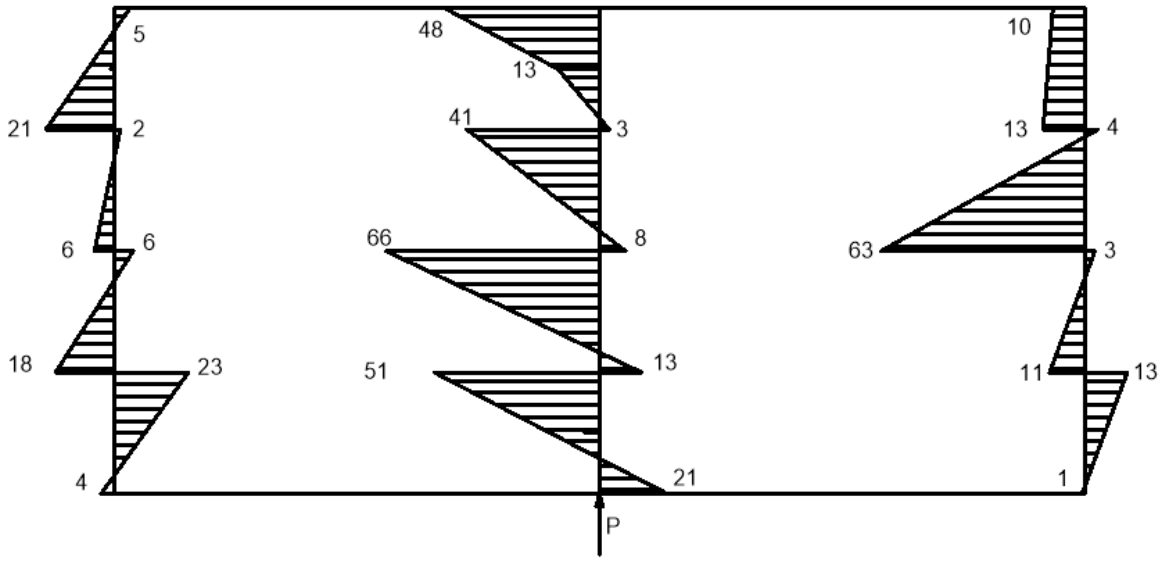


Рисунок 3.3 – Эпюры перемещений торцевых сечений плит по опорным плоскостям ригелей от горизонтальной нагрузки: а) четыре связевые плиты; б) все плиты без замоноличивания продольных швов.

В экспериментальных исследованиях ячеек перекрытия из круглопустотных плит [90] показано, что фрагмент перекрытия с замоноличенными швами работает как цельная плита (рисунок 3.5), взаимные сдвиги плит незначительны, а деформация шва между ригелем и торцами плит близка к линейному закону.

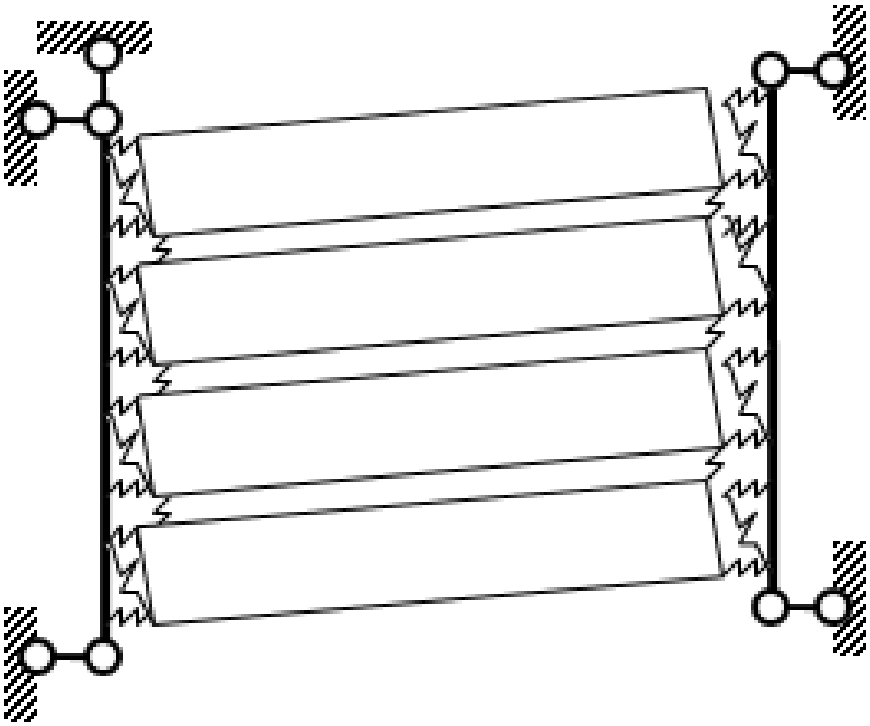


Рисунок 3.4 – Схема деформирования расчетной модели ячейки перекрытия при отсутствии замоноличивания продольных швов.

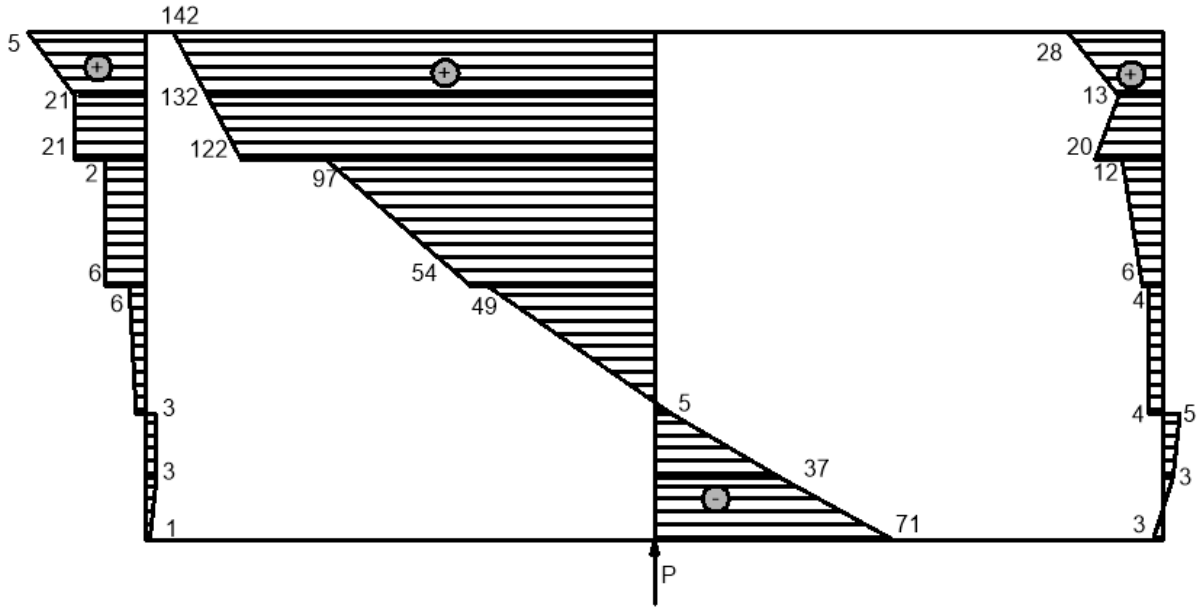


Рисунок 3.5 – Эпюры перемещений торцов плит по опорным плоскостям ригелей от действия горизонтальной нагрузки при замоноличенных продольных швах.

В главе 2 также показано, что благодаря большой жесткости продольных межплитных швов, сдвиг плит относительно друг друга практически равен нулю.

Тогда схема деформирования от горизонтальной нагрузки соответствует рисунку 3.6.

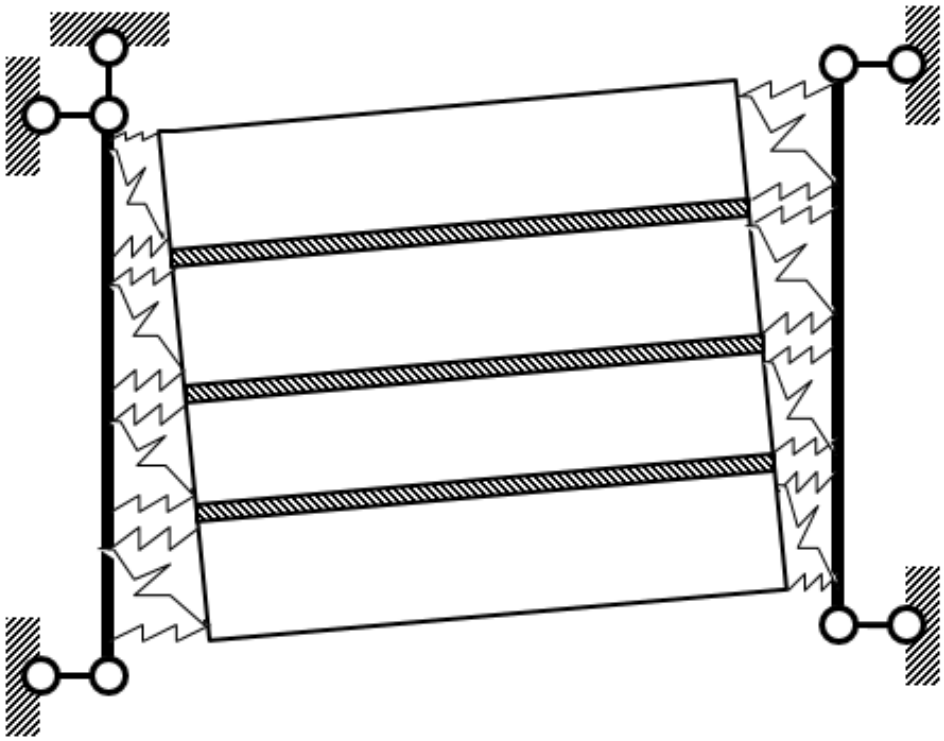


Рисунок 3.6 – Схема деформирования расчетной модели ячейки перекрытия при замоноличенных продольных швах.

Таким образом, можно констатировать, что ячейка перекрытия без замоноличивания продольных швов сопротивляется горизонтальной нагрузке как сумма независимых плит. При замоноличивании продольных швов, ячейка перекрытия сопротивляется горизонтальной нагрузке по схеме как отдельная плита, но с габаритами ячейки перекрытия.

Из графиков перемещений видно, что, как и для отдельных плит (без замоноличивания швов), так и для ячейки в целом (замоноличивание всех швов), сжатая часть шва между торцами плит и ригелем составляет около 1/3 длины шва (см. рисунок 3.3 и 3.5).

3.3 Взаимодействие сборных плит перекрытия с опорными конструкциями

В соединении плит с ригелями усилия растяжения воспринимаются силами трения по опорной площадке, а усилия сжатия теми же силами и сжатой частью торцевого шва.

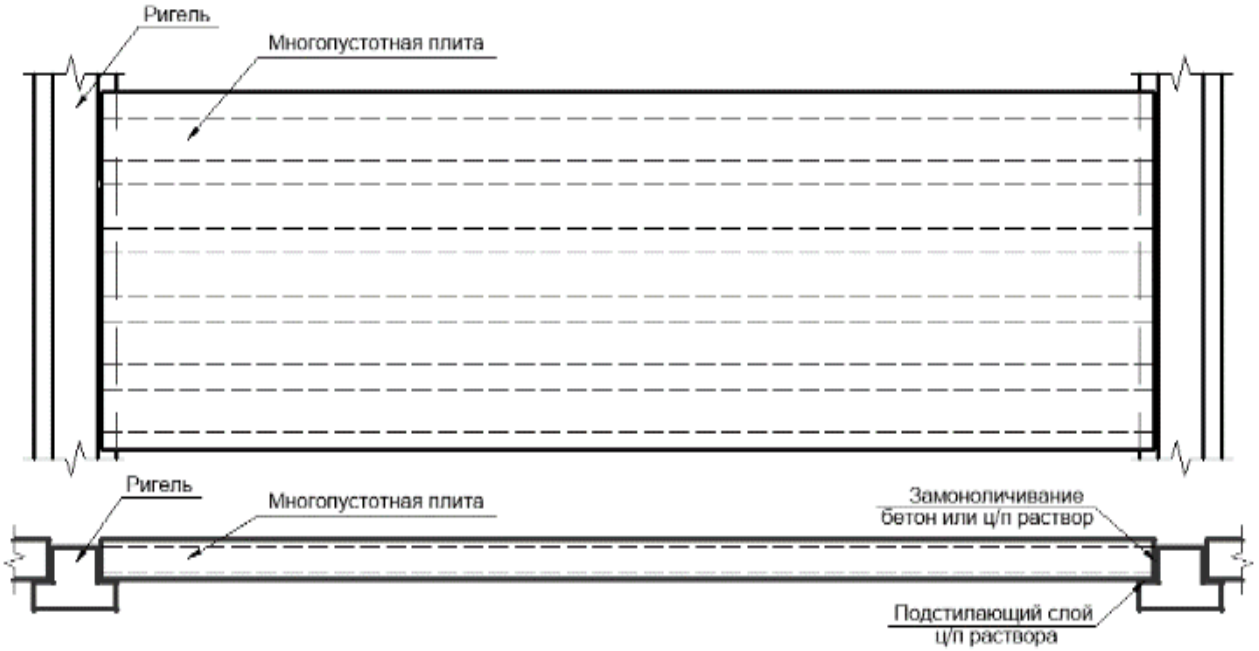
Рассмотрим отдельную плиту в составе ячейки перекрытия. На рисунках 3.7 и 3.8 приведены модели многопустотной и ребристой плит, где условия их опирания на ригели смоделированы податливыми связями. Для многопустотной плиты это связи трения по опорной площадке и связи сжатия торцевого шва. Для ребристой плиты – связи закладной детали, воспринимающие сжатие и растяжение, и те же связи сжатия торцевого шва.

Для выражения зависимости перемещений плиты от податливости связей при горизонтальной нагрузке, приложенной в плоскости плиты к ригелю, в аналитическом виде воспользуемся методом сил. Для расчета показанных плит смоделируем связи и ригель стержневыми элементами, а плиту пластиной (см. рисунок 3.4). В силу того, что жесткость ригеля и плиты на порядок превосходят жесткость связей, моделирующих соединения, их жесткостью можно пренебречь и принимать их недеформируемыми.

По данным [89] увеличение жесткости перекрытия в своей плоскости при замоноличивании только торцевых швов составило около 2 раз, а при замоноличивании всех швов около 9 раз, вертикальный пригруз также незначительно увеличивает жесткость фрагмента.

Как упоминалось ранее, характеристики связей по торцам плит зависят от направления деформирования. Для расчетной схемы, изображенной на рисунке 3.4, связи с одного торца плит будут сжаты от распора при повороте плит, а с другой стороны растянуты и представляют собой сопротивление трению по опорной площадке. Для случая с замоноличенными швами между плитами (рисунок 3.6) сжатые связи будут расположены у краев ячейки по диагонали, а остальные будут растянуты.

а)



б)

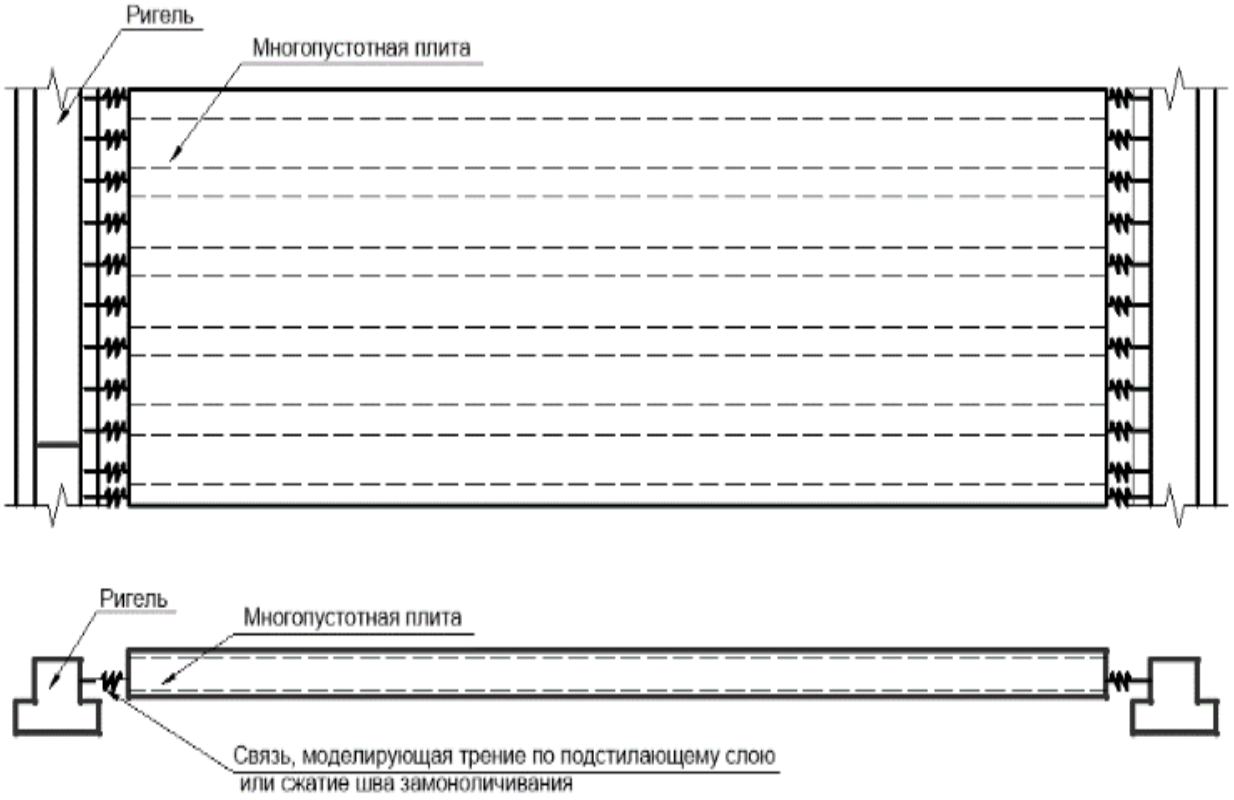
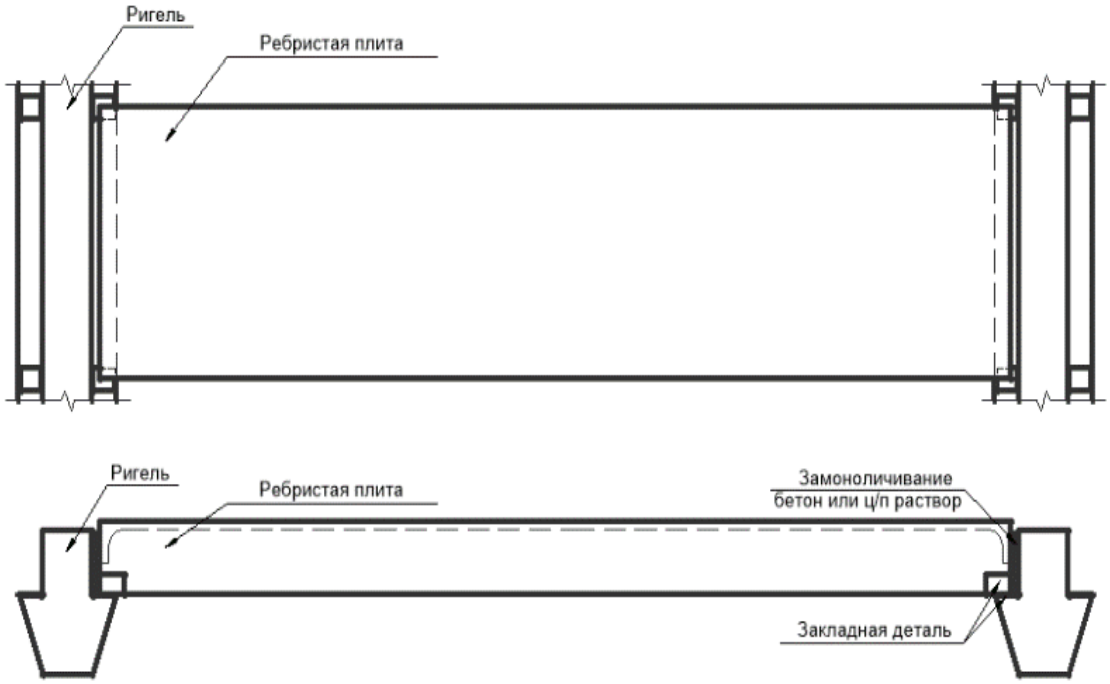


Рисунок 3.7 – Многопустотная плита перекрытия:
а) конструкция системы ригель-плита; б) физическая модель системы ригель-плита.

а)



б)

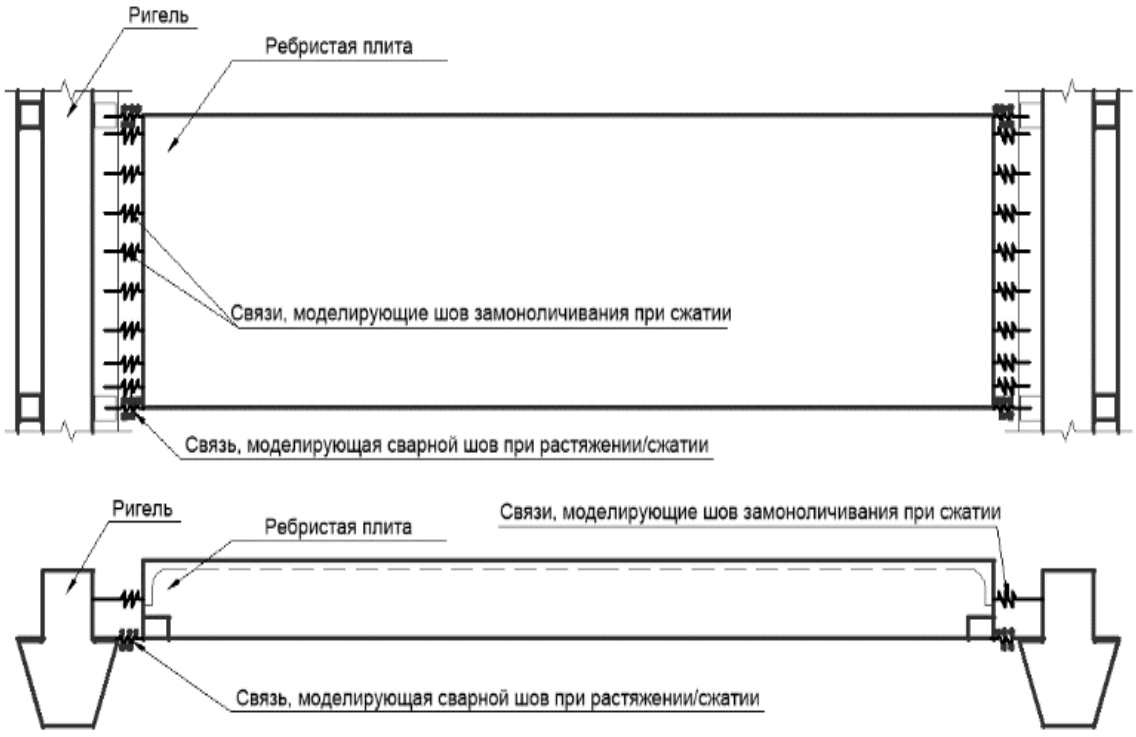


Рисунок 3.8 – Ребристая плита перекрытия:
а) конструкция системы ригель-плита; б) физическая модель системы ригель-плита.

Связевая арматура воспринимает растягивающие усилия и связи, моделирующие ее работу, принимаются для обоих схем как растянутые.

Жесткость таких связей при формировании расчетной модели метода конечных элементов может быть смоделирована или специальными элементами, позволяющими задать их податливость, или описанием жесткостных характеристик специальной функцией. Первый способ более распространен в практике конечно-элементного моделирования. Однако, характеристики, необходимые для описания таких конечных элементов изучены в настоящее время еще не в полной мере.

Для расчета показанных плит смоделируем связи и ригель стержневыми элементами, а плиту пластиной (см. рисунок 3.9). При этом необходимо отметить, что жесткость ригеля и плиты на порядок превосходят жесткость связей и практически недеформируемы.

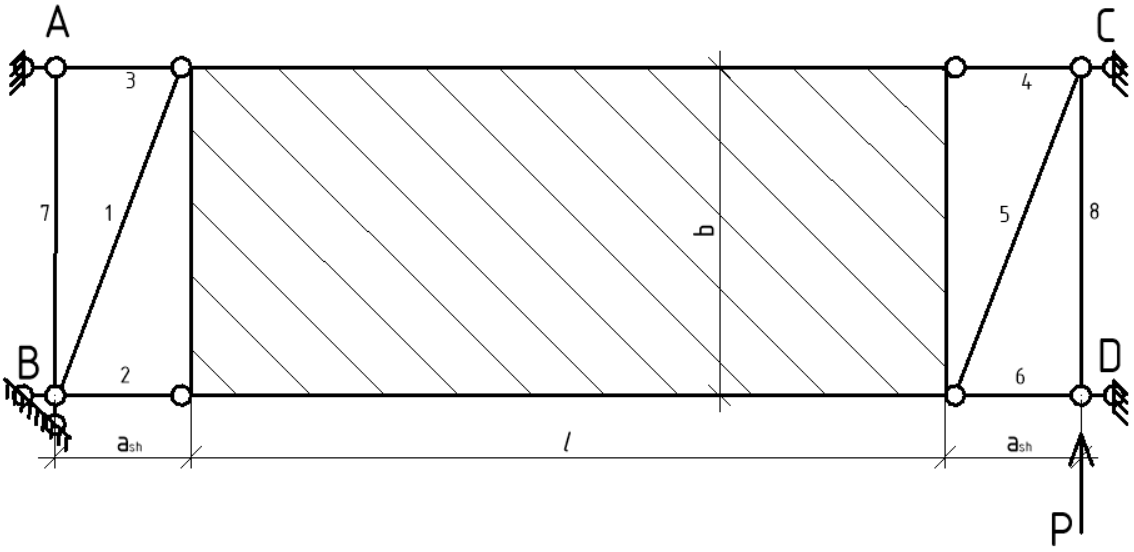


Рисунок 3.9 – Расчетная схема для определения перемещений плиты или ячейки перекрытия от горизонтальной нагрузки, где:

1, 5 – связи, моделирующие силы трения по опорным площадкам вдоль ригеля; 2, 3, 4, 6 - связи моделирующие силы трения, направленные ортогонально ригелю, сжатие и растяжение торцевого шва, работу связевой арматуры на растяжение;

7, 8 – связи, моделирующие ригель перекрытия.

3.4 Определение перемещений по расчетной модели плиты

Чтобы найти перемещения плиты от горизонтальной силы, приложенной в плоскости плиты к ригелю, аналитическим методом [18, 111, 113], воспользуемся

методом сил. Для расчета показанных плит смоделируем связи и ригель стержневыми элементами, а плиту пластиной (см. рисунок 3.10).

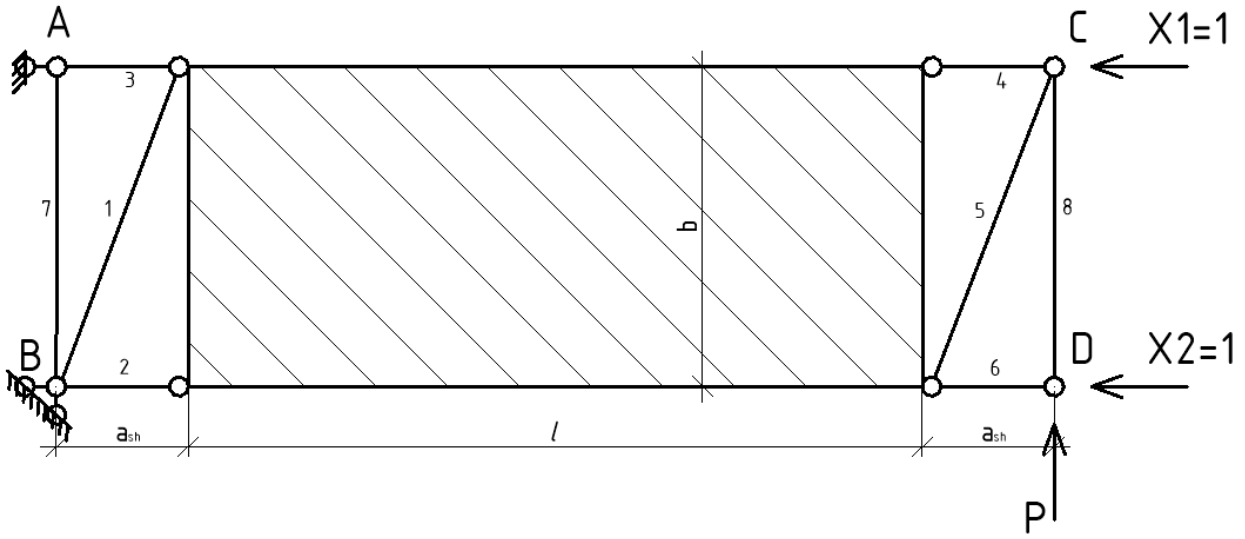


Рисунок 3.10 – Основная система для плиты (ячейки перекрытия) метода сил.

Принимая стержневые элементы за деформируемые связи с определенной продольной жесткостью c_i, получим систему канонических уравнений:

$$\begin{cases} \left(\frac{1}{c_3}+\frac{1}{c_4}\right)X_1+0+\frac{P\frac{l+2a_{sh}}{b}}{c_3}+\frac{Pctg\alpha}{c_4}=0 \\ 0+\left(\frac{1}{c_2}+\frac{1}{c_6}\right)X_2-\frac{P\left(\frac{l+2a_{sh}}{b}-ctg\alpha\right)}{c_2}=0 \end{cases}, \tag{3.1}$$

где

$$c_i=\frac{E_iF_i}{l_i}.$$

Отсюда

$$X_1=\frac{-\frac{P\frac{l+2a_{sh}}{b}}{c_3}-\frac{Pctg\alpha}{c_4}}{\frac{1}{c_3}+\frac{1}{c_4}}=-P\left(\frac{\frac{l+2a_{sh}}{b}}{1+\frac{c_3}{c_4}}+\frac{ctg\alpha}{\frac{c_4}{c_3}+1}\right), \tag{3.2}$$

$$X_2 = \frac{P\left(\frac{l+2a_{sh}}{b} - ctg\alpha\right)}{c_2\left(\frac{1}{c_2}+\frac{1}{c_6}\right)} = \frac{P\left(\frac{l+2a_{sh}}{b} - ctg\alpha\right)}{1+\frac{c_2}{c_6}}. \quad (3.3)$$

Находим перемещения в направлении силы *P*:

$$\Delta = \frac{P}{c_1 \sin^2\alpha} - \frac{X_2\left(\frac{l+2a_{sh}}{b} - ctg\alpha\right)}{c_2} + \frac{P\left(\frac{l+2a_{sh}}{b} - ctg\alpha\right)^2}{c_2} + \frac{X_1\left(\frac{l+2a_{sh}}{b}\right)}{c_3} + \frac{P\left(\frac{l+2a_{sh}}{b}\right)^2}{c_3} + \frac{X_1 ctg\alpha}{c_4} + \frac{P ctg^2\alpha}{c_4} + \frac{P}{c_3 \sin^2\alpha} + \frac{P}{c_8}. \quad (3.4)$$

Учитывая, что ригель в продольном направлении имеет значительно большую жесткость по сравнению со связями по швам и практически несжимаем, принимаем $\frac{P}{c_8} \approx 0$. Проводя преобразования, получаем:

$$\Delta = \frac{P}{\sin^2\alpha}\left(\frac{1}{c_1}+\frac{1}{c_5}\right) - \frac{1}{c_2}\left(X_2\left(\frac{l+2a_{sh}}{b} - ctg\alpha\right) - P\left(\frac{l+2a_{sh}}{b} - ctg\alpha\right)^2\right) + \frac{1}{c_3}\left(X_1\left(\frac{l+2a_{sh}}{b}\right) + P\left(\frac{l+2a_{sh}}{b}\right)^2\right) + \frac{1}{c_4}\left(X_1 ctg\alpha + P ctg^2\alpha\right). \quad (3.5)$$

Принимая $S = \frac{l+2a_{sh}}{b}$, получаем

$$\Delta = P\left(\begin{array}{l} \frac{1}{\sin^2\alpha}\left(\frac{1}{c_1}+\frac{1}{c_5}\right) - \frac{(S-ctg\alpha)^2}{c_2}\left(\frac{1}{1+\frac{c_2}{c_6}} - 1\right) - \\ -\frac{S}{c_3}\left(\frac{S}{1+\frac{c_3}{c_4}} + \frac{ctg\alpha}{\frac{c_4}{c_3}+1} - S\right) - \frac{ctg\alpha}{c_4}\left(\frac{S}{1+\frac{c_3}{c_4}} + \frac{ctg\alpha}{\frac{c_4}{c_3}+1} - ctg\alpha\right) \end{array}\right). \quad (3.6)$$

Учитывая, что толщина торцевого шва по сравнению с шириной плиты или ячейки весьма мала, а угол α стремится к 90 градусам, принимаем следующие

упрощения: ctgα = 0 и sinα = 1. Тогда выражение (3.6) примет вид

$$\Delta = P\left(\left(\frac{1}{c_1}+\frac{1}{c_5}\right)+\frac{S^2}{c_2}\left(1-\frac{1}{1+\frac{c_2}{c_6}}\right)+\frac{S^2}{c_3}\left(1-\frac{1}{1+\frac{c_3}{c_4}}\right)\right), \qquad (3.7)$$

где Δ – перемещение плиты; c_i – жесткость связей (см. рисунок 3.9); P – приложенная нагрузка; $S = (l + 2\,a_{sh}) / b$ – геометрическая характеристика плиты (см. рисунок 3.9).

Подставляя в (3.7) соответствующие значения параметров a, b, l, c_i и P, можно определить перемещения плиты.

3.5 Определение жесткостных характеристик связей расчетной модели плиты в составе перекрытия

Анализируя деформированную схему расчетной модели ячейки перекрытия из многопустотных плит при горизонтальной нагрузке, можно выделить три типа плит по характеру работы и величинам наложенных связей [17]:

- рядовые плиты, имеющие связи по опорным площадкам и по торцевым швам, без учета влияния продольных швов;

- связевые плиты, имеющие связи по опорным площадкам, по торцевым швам и арматурным соединениям, без учета влияния продольных швов;

- плита размером с ячейку перекрытия при замоноличенных продольных швах, имеющая связи по опорным площадкам, торцевым швам и арматурным соединениям.

Сжатые связи в пластинчато-стержневой модели (ПСМ) моделируют сжатие раствора замоноличивания вертикального шва между плитой и ригелем при многопустотных плитах, сплошных панелях и ребристых плитах с опиранием на полку ригеля. Расчетная величина жесткости равна

$$C_{\text{зм}} = E_{\text{р}}\, A_p / t_{\text{шв}},$$

где $E_{\text{р}}$ – модуль упругости раствора замоноличивания,

A_p – площадь равная расчетной площади при локальном действии нагрузки, равная произведению 1/3 ширины плиты на высоту плиты.

Растянутые и сжатые связи в ПСМ моделируют трение плиты о ригель через цементно-песчаный раствор. Эпюра распределения касательных напряжений по контакту плит с опорной конструкции принимается следующим образом: при параллельном перемещении плиты (диагональные связи) – в виде полной опорной площади контакта; при повороте плиты (ортогональные торцевые связи) - в виде выпуклой квадратной параболы. Жесткостные параметры связей, моделирующие трение, принимаются по методикам [125] на основе многочисленных экспериментальных данных по выражению

$$C_{tr} = \frac{N_{tr}}{\Delta}, \tag{3.8}$$

где N_{tr} – усилие преодоления трения плиты по опорной площадке при соответствующей эпюре распределения касательных напряжений;

Δ – перемещения, определяемые по методике [110].

На сжатие стержни связевой плиты, как показали экспериментальные исследования, практически не работают (см. главу 2). Это связано с тем, что связевая арматура от эксплуатационных нагрузок растянута от поворота опорного сечения. Выражения для определения продольной жесткости связей расчетной модели для различных условий взаимодействия многопустотной и ребристой плиты в составе перекрытия [17] представлены соответственно в таблицах 3.1 и 3.2.

3.6 Экспериментальные данные по диапазонам изменения жесткостных характеристик расчетной модели

Растянутые связи в ПСМ моделируют трение плиты о ригель через цементно-песчаный раствор (экспериментально-расчетная величина $C_{mp} = E_{mp} A_{mp} / l_{on}$, где $E_{mp} = (0{,}167 \div 3{,}33) \times 10^{-1}$ Па – экспериментальная характеристика жесткости при трении, l_{on} – длина опирания плиты на ригель, A_{mp} – площадь равная произведению 1/3 ширины плиты на l_{on}).

Диагональные связи вдоль плит моделируют трение плит между собой по шву (экспериментальное значение равное 3,25 х 10^{-6} кН/м).

Диагональные связи по торцам плит моделируют сдвиг (трение) торца плиты по горизонтальному шву «плита-ригель» (экспериментально-расчетное значение), в случае отсутствия замоноличивания швов, или сдвиг вертикального шва «плита-ригель» (расчетное значение).

В случае замоноличивания торцевого шва жесткость моделирующего стержня $C_{сдв} = EA_c / b_{пл} = Eh_{пл}b_{пл} / (2t_{шв} (1 + \mu))$.

Диапазон изменения жесткости связей:

- сжатия при закладных деталях $C_{зд}$ = (1 ÷ 12) х 104 кН/м;

- сдвиговая жесткость на 1 мп шва между типовыми многопустотными плитами $C_{сдв}$ = 3080 х 104 кН/м;

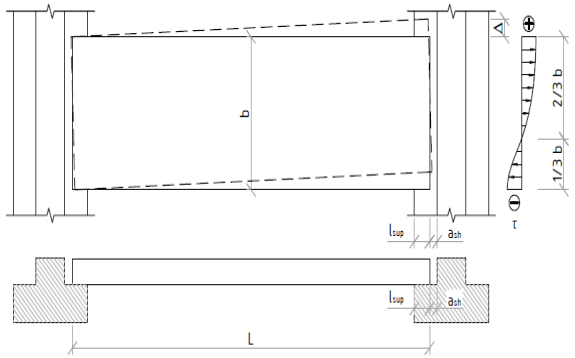
- при трении многопустотной плиты о ригель $C_{тр}$ = (0,167 ÷ 3,33) х 106 кН/м^2, что при ширине полосы трения для плиты шириной 1,2 м (1/3 b = 0,4 м) составит (0,067 ÷ 1,332) х 106 кН/м;

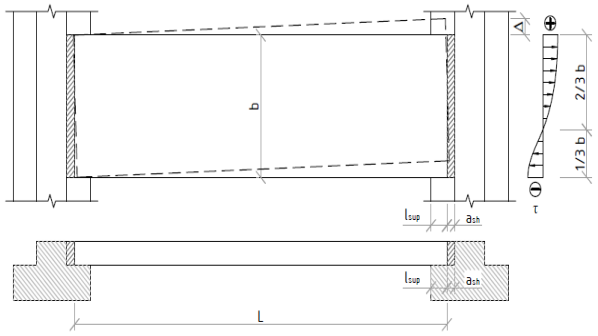
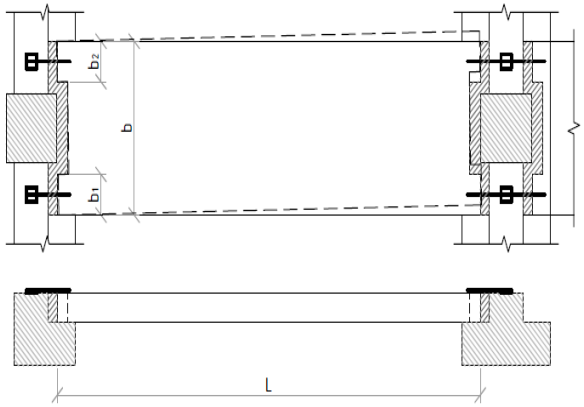
- сжатия для шва замоноличивания

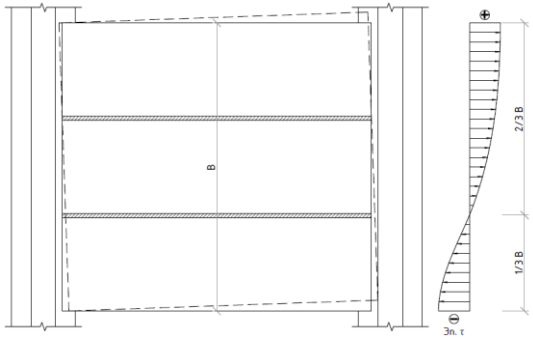
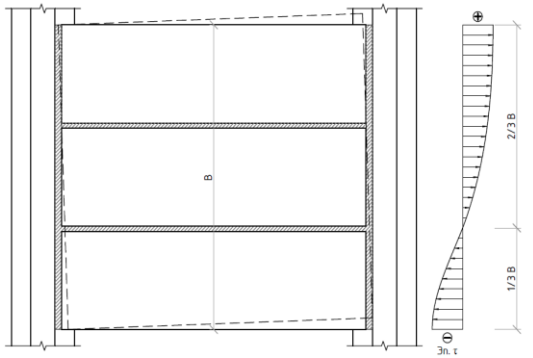
$C_{зм}$ = (13,5 х10^5 т/м^2 · 0,4 м · 0,22 м) / 0,02 м =

= 5,94 х 10^6 т/м = 5,94х10^7 кН/м – при растворе замоноличивания марки М100 (В7,5).

Таблица 3.1 – Определение жесткостных характеристик связей расчетной модели для перекрытия из многопустотных плит

№ п/п	Расчетные условия для плиты	Эскиз расчетной схемы	Исходные данные для определения жесткостных характеристик	Жесткость стержней расчетной модели
1	2	3	4	5
1.	Рядовая плита без продольных и торцевых швов на растворной подушке		$A_{\sup(+)} = \frac{2bl_{\sup}}{3};$ $N_{tr(+)} = A_{\sup(+)}\tau_{\max};$ $\tau_{\max} = \frac{Q_{\sup 1}}{A_{\sup,tot}} f_{tr};$ $A_{\sup,tot} = b \cdot l_{\sup};$ $A_{\sup(-)} = \frac{1}{3} bl_{\sup};$ $N_{tr(-)} = A_{\sup(-)}\tau_{\max};$ $N_{trtot} = A_{\sup,tot}\tau_{\max}$	$C_1 = \frac{N_{tr,tot}}{\Delta_{tr,tot}} = C_5;$ $C_2 = \frac{N_{tr(+)}}{\Delta_{tr(+)}} = C_4;$ $C_3 = \frac{N_{tr(-)}}{\Delta_{tr(-)}} = C_6$

№ п/п	Расчетные условия для плиты	Эскиз расчетной схемы	Исходные данные для определения жесткостных характеристик	Жесткость стержней расчетной модели
1	2	3	4	5
2.	Рядовая плита без продольных швов на растворной подушке с замоноличенными торцевыми швами		$A_{ef(-)} = \frac{1}{3} bh_p;$ $G = 0,4E_b$	$C_1 = \frac{N_{tr,tot}}{\Delta_{tr,tot}} + \frac{bh_pG}{l_{sup}} = C_5;$ $C_2 = \frac{N_{tr(+)}}{\Delta_{tr(+)}} = C_4;$ $C_3 = \frac{N_{tr(-)}}{\Delta_{re(-)}} + \frac{E_bA_{ef}}{2l_{sup}} = C_6$
3.	Связевая плита на растворной подушке с замоноличенным торцевым швом		$\Delta_{sv} = \frac{Pl_{sv}}{E_sA_{sv}};$ $\Delta_{sz} = \left(1000\frac{P_{an1}^2}{nd^3E_b^2} + \frac{P_{an1}}{ndE_b}\right)\varphi_{cc}$	$C_1 = \frac{N_{tr,tot}}{\Delta_{tr,tot}} + \frac{bh_pG}{a_{sup}} = C_5;$ $C_2 = \frac{N_{tr(+)}}{\Delta_{tr(+)}} + \frac{P}{\Delta_{sv} + \Delta_{sz}} = C_4;$ $C_3 = \frac{N_{tr(-)}}{\Delta_{tr(-)}} + \frac{E_bA_{ef}}{2l_{sup}} = C_6$

№ п/п	Расчетные условия для плиты	Эскиз расчетной схемы	Исходные данные для определения жесткостных характеристик	Жесткость стержней расчетной модели
1	2	3	4	5
4.	Фрагмент перекрытия из *n* рядовых плит на растворной подушке с замоноличенными продольными швами и незамоноличенными торцевыми швами		$A^n_{\sup(+)} = \sum_n^1 b_i \frac{2l_{\sup}}{3};$ $N^n_{tr(+)} = A^n_{\sup(+)}\tau_{\max};$ $\tau_{\max} = \frac{Q^n_{\sup}}{A^n_{\sup,tot}} f_{tr};$ $A^n_{\sup,tot} = \sum_n^1 b_i \cdot l_{\sup};$ $A^n_{\sup(-)} = \frac{1}{3} \cdot \sum_n^1 b_i \cdot l_{\sup};$ $N^n_{tr(-)} = A^n_{\sup(-)}\tau_{\max};$ $N^n_{tr,tot} = A^n_{\sup,tot}\tau_{\max}$	$C_1 = \frac{N^n_{tr,tot}}{\Delta^n_{tr,tot}} = C_5;$ $C_2 = \frac{N^n_{tr(+)}}{\Delta^n_{tr(+)}} = C_4;$ $C_3 = \frac{N^n_{tr(-)}}{\Delta^n_{tr(-)}} = C_6$
5.	Фрагмент перекрытия из *n* рядовых плит на растворной подушке с замоноличенными торцевыми и продольными швами		$A^n_{ef(-)} = \sum_n^1 b_i \frac{1}{3} h_p$	$C_1 = \frac{N_{tr,tot}}{\Delta_{tr,tot}} + \sum_n^1 b_i \frac{1}{3} h_p \frac{G}{l_{\sup}} = C_5;$ $C_2 = \frac{N^n_{tr(+)}}{\Delta^n_{tr(+)}} = C_4;$ $C_3 = \frac{N^n_{tr(-)}}{\Delta^n_{tr(-)}} + \frac{E_b A^n_{ef(-)}}{2l_{\sup}} = C_6$

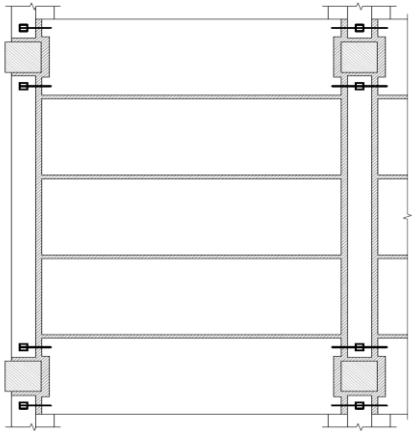
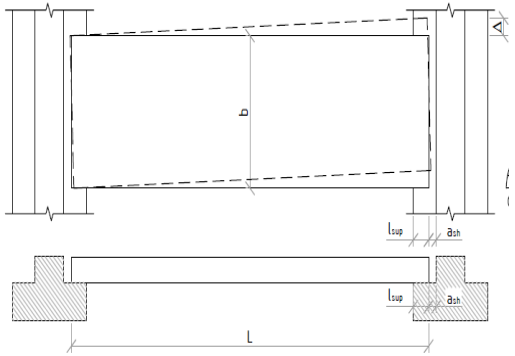
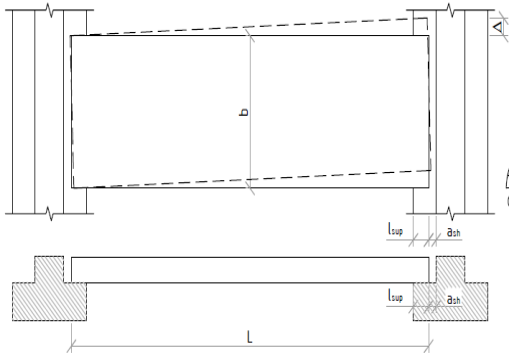
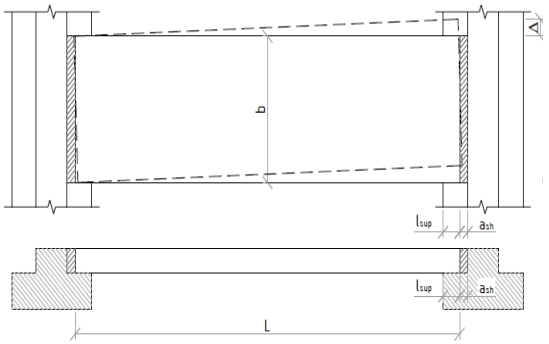
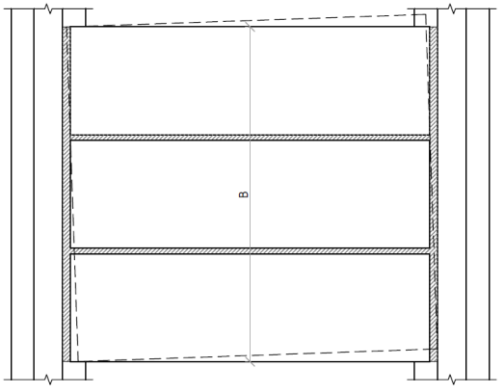
№ п/п	Расчетные условия для плиты	Эскиз расчетной схемы	Исходные данные для определения жесткостных характеристик	Жесткость стержней расчетной модели
1	2	3	4	5
6.	Ячейка перекрытия из 3 рядовых плит и двух связевых плит на растворной подушке с замоноличенными швами		$A_{efn(-)} = \sum_{n}^{1} b_i \frac{1}{3} h_p;$ $G = \frac{E_b}{2(1+\mu)};$ $A_{5\,\mathrm{sup},tot} = \sum_{n}^{1} b_i \cdot l_{\mathrm{sup}};$ $\tau_{\max} = \frac{Q_{\mathrm{sup}}}{A_{\mathrm{sup},tot}} f_{tr};$ $N_{5tr} = A_{5\,\mathrm{sup},tot} \tau_{\max}$	$C_{5tr(+)} = C_{4tr(+)} = \frac{N_{tr(+)}}{\Delta_{tr(+)}};$ $C_{5(-)} = C_{4tr(-)} + \frac{E_b A_{efn(-)}}{l_{\mathrm{sup}}};$ $C_{5sh} = C_{4tr,tot} + \gamma_{ef} \frac{n \cdot b \cdot h_p G_{es}}{l_{\mathrm{sup}}}$

Таблица 3.2 – Определение жесткостных характеристик связей расчетной модели для перекрытия из ребристых плит

№ п/п	Расчетные условия для плиты	Эскиз расчетной схемы	Исходные данные для определения жесткостных характеристик	Жесткость стержней расчетной модели
1	2	3	4	5
1.	Рядовая плита без продольных и торцевых швов и сварки закладных деталей		$A_{\sup,r} = b_r l_{\sup};$ $N_{tr(\pm)} = A_{\sup,r}\tau_{\max};$ $\tau_{\max} = \frac{Q_{\sup}}{2A_{\sup,r}} f_{tr};$	$C_1 = \frac{2N_{tr}}{\Delta_{tr,tot}} = C_5;$ $C_2 = \frac{N_{tr}}{\Delta_{tr}} = C_3 = C_4 = C_6$
2.	Рядовая плита без продольных и торцевых швов на сварке 3-х закладных деталей		$N_{2(3)} = \frac{P(2a_{sh}+l)}{b};$ $\Delta_{zN} = 2\left(1000\frac{N_{2(3)}^2}{nd^3E_b^2} + \frac{N_{2(3)}}{ndE_b}\right)\varphi_{cc}$ $\Delta_{zp} = 2\left(1000\frac{P^2}{nd^3E_b^2} + \frac{P}{ndE_b}\right)\varphi_{cc}$	$C_1 = \frac{2P}{\Delta_{zp}} = C_5;$ $C_2 = \frac{N_{2(3)}}{\Delta_{zN}} = C_3 = C_6;$ $C_4 = \frac{N_{tr}}{\Delta_{tr}}$

№ п/п	Расчетные условия для плиты	Эскиз расчетной схемы	Исходные данные для определения жесткостных характеристик	Жесткость стержней расчетной модели
1	2	3	4	5
3.	Рядовая плита без продольных швов с замоноличенными торцевыми швами на сварке 3-х закладных деталей		$A_{rp(-)} = \frac{1}{3} A_{tp}$ $\Delta_{zp} = 2\left(1000\frac{P^2}{nd^3E_b^2} + \frac{P}{ndE_b}\right)\varphi_{cc}$	$C_1 = \frac{2P}{\Delta_{zp}} = C_5;$ $C_2 = \frac{N_{2(+)}}{\Delta_{z(+)}} = C_4;$ $C_3 = \frac{N_{3(-)}}{\Delta_{z(-)}} + \frac{E_b A_{rp(-)}}{a_{sh}} = C_6$
4.	n плит с замоноличенными продольными и торцевыми швами на сварке 3-х закладных деталей		$\Delta_{zp} = 2\left(1000\frac{P^2}{nd^3E_b^2} + \frac{P}{ndE_b}\right)\varphi_{cc}$	$C_1 = \frac{2nP}{\Delta_{zp}} = C_5;$ $C_{2\Sigma C(+)} = C_2\left[\frac{2\sum_{n-1}^{1} l_{pi}^2}{l_{pn}^2} + 1\right];$ $C_3 = C_{2\Sigma C(+)} + \frac{E_b A_{rp(-)}}{a_{sh}} = C_6$

В таблицах 3.1 и 3.2 приняты следующие обозначения:

$A_{sup(+)}$, $A_{sup(-)}$, $A_{sup,tot}$ – площадь эпюры касательных усилий по площадкам опирания, соответственно при перемещении торца плиты от ригеля (+) и к ригелю (-) и площадка опирания;

τ_{max}, $N_{tr(+)}$, $N_{tr(-)}$, $N_{tr,\ tot}$, Q_{sup} – соответственно касательные напряжения, усилие трения при перемещениях от ригеля (+) и к ригелю (-), усилие трения по полной площадке опирания, опорная реакция;

E_s, E_b, G, f_{tr} – модуль упругости арматуры, начальный модуль упругости и сдвига бетона, коэффициент трения скольжения;

b, h_p, l_{sv}, A_{sv}, $A_{ef(-)}$ – ширина плиты, высота плиты, расчетная длина и площадь сечения связевой арматуры, расчетная площадь сжатия торцевого шва;

Δ_{sz}, Δ_{sv} – перемещение закладной детали от усилия в связевой арматуре, удлинение связевой арматуры;

$\Delta_{tr(+)}$, $\Delta_{tr(-)}$, $\Delta_{tr,tot}$ – базовые перемещения от трения по экспериментальным данным;

P – нагрузка по рисунку 3.9;

l_{sup} – длина опирания;

a_{sh} – толщина шва.

$C_{зм}$ = (19,5 х 10^5 т/м^2 · 0,4 м · 0,22 м) / 0,02 м =

= 8,58 х 10^6 т/м = 8,58 х 10^7 кН/м – при растворе замоноличивания марки М200 (В15);

в целом $C_{зм}$ = (5,94 ÷ 8,58) х 10^6 т/м = (5,94 ÷ 8,58) х 10^7 кН/м.

Податливость при этом составляет:

- сжатия для закладных деталей $1/C_{зд}$=1/((1 ÷ 12) х 10^4 кН/м) = (0,083 ÷ 1) х 10^{-4} м/кН;

- сжатия для шва замоноличивания $1/C_{зм}$ = (0,117 ÷ 0,168) х 10^{-7} м/кН;

- сдвиговая податливость на 1 м.п. шва между типовыми многопустотными плитами $1/C_{сдв}$ = 1 / (3080 х 10^4 кН/м) = 3,25 х 10^{-8} м/кН;

- при трении многопустотной плиты о ригель $1/C_{тр}$ = (0,3÷6) х 10^{-6} м^2/кН, что при ширине полосы трения для плиты шириной 1,2 м (1/3 b = 0,4 м) составит $1/C_{тр}$ = (0,75÷15) х 10^{-6} м/кН.

3.7 Численные исследования работы расчетной пластинчато-стержневой модели

3.7.1 Фрагмент перекрытия из многопустотных плит

Возможность приемлемого отражения расчетной моделью работы перекрытий из многопустотных плит рассмотрим на примере экспериментальных исследований Ларионова С.Г. [69, 70]. В рассматриваемой работе были проведены натурные испытания фрагмента перекрытия из многопустотных плит отдельно с продольными и поперечными замкнутыми шпонками. Интерес представлял фрагмент с замкнутыми шпонками, поскольку в собственных экспериментальных исследованиях использовались также плиты с подобными формами шпонок. Конструкция фрагмента состояла из трех средних рядовых плит и двух крайних пристенных связевых плит, имеющих соединения с ригелями посредством арматурных стержней, приваренных к закладным деталям.

Плиты опирались через растворный слой на ригели таврового сечения с полкой в растянутой зоне. Ригели в свой очередь опирались на фрагменты колонн, концы которых заделывались в основание.

Фрагмент размером 6 × 6 м испытывали на горизонтальную нагрузку, которую прикладывали к одному из ригелей в поперечном направлении по отношению к плитам перекрытия. Методикой испытаний было предусмотрено нагружения фрагмента без замоноличивания межплитных швов и в состоянии после полного замоноличивания. Общий вид фрагмента перекрытия показан на рисунке 3.11.

В расчетной модели жесткостные характеристики определялись исходя из фактических соединений по связевой арматуре и опорном замоноличивании. При незамоноличенных швах рассматривались пять независимых расчетных моделей: две пристенные плиты с наличием связевых соединений с ригелями и по участкам опирания на ригели за счет сил трения.

Многочисленные экспериментальные исследования работы сборных перекрытий при горизонтальной нагрузке [19, 55, 56, 60, 70] показывают, что за счет податливости сопряжений жесткость сборного перекрытия при полном заполнении швов может уменьшаться в 3 и более раз, по сравнению с перекрытием без межплитных швов. В общем случае податливость сопряжений между сборными элементами несущей системы здания обычно учитывается введением дополнительных конечных элементов, жесткостные характеристики которых назначаются исходя из фактической деформативности реальных швов или стыков. Однако фактические характеристики швов [42, 125] весьма нестабильны даже в пределах одного сопряжения, а выявить их зачастую затруднительно из-за их малых и стесненных объемов и сложности доступа к ним.

Во фрагменте с замоноличенными швами ячейка заменялась одной плитой с соответствующими размерами. Жесткостные характеристики связей определялись с учетом выбранного формата. Все расчетные характеристики

связей, полученные на основании рекомендаций настоящей главы представлены в таблице 3.3.

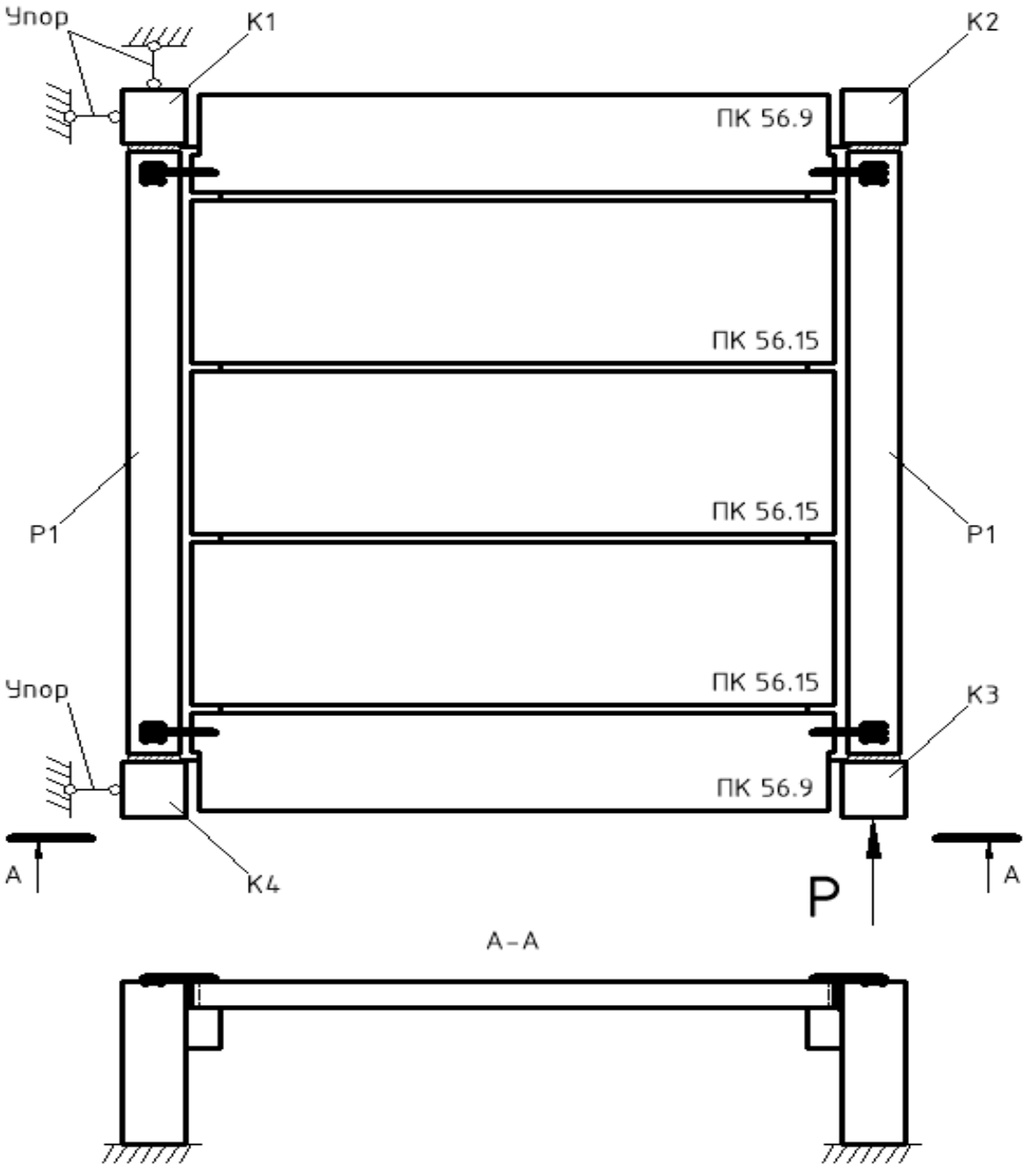


Рисунок 3.11 – Общий вид фрагмента перекрытия и схема приложения горизонтальной нагрузки.

Таблица 3.3 – Характеристики связей расчетной модели фрагментов перекрытия Ф-4 и Ф-5

Жесткость связей x10^4,кН/м						Тип плиты
С1	С2	С3	С4	С5	С6	
Швы замоноличены в пределах ячейки перекрытия – Ф-4						
46300/ 39,5	8	40	42,6	46300/ 39,5	42,6	Ячейка перекрытия
Швы незамоноличены – Ф-5						
3,49	2,33	1,167	2,33	3,49	1,167	Рядовая плита
2,33	39,5	0,77	39,5	2,33	0,77	Связевая плита

Жесткостные характеристики определялись исходя из следующих предпосылок. При отсутствии растворных заполнений межплитных швов сопротивление внешнему воздействию в расчетной модели оказывают силы трения по опорным площадкам при повороте или сдвиге плит перекрытия относительно ригелей или других конструкций. В связевых плитах растягивающие усилия воспринимаются соединительной арматурой.

Сжатые связи в пластинчато-стержневой модели (ПСМ) моделируют сжатие раствора замоноличивания вертикального шва между плитой и ригелем при опирании на полку ригеля (расчетная величина $C_{зм} = E_р A_р / t_{шв}$, где $E_р$ – модуль упругости раствора замоноличивания, $A_р$ – площадь, равная произведению 1/3 ширины плиты на высоту плиты, по данным [90]).

Растянутые связи моделируют трение плиты о ригель через цементно-песчаный раствор (экспериментально-расчетная величина $C_{тр} = E_{тр} A_{тр} / l_{оп}$, где $E_{тр} = (0{,}167 \div 3{,}33) \times 10^{-1}$ Па – экспериментальная характеристика жесткости при трении, $l_{оп}$ – длина опирания плиты на ригель, $A_{тр}$ – площадь, равная произведению 1/3 ширины плиты на $l_{оп}$ [90]).

Диагональные связи по торцам плит моделируют сдвиг (трение) торца плиты по горизонтальному шву «плита-ригель» (экспериментально-расчетное значение), в случае отсутствия замоноличивания швов, или сдвиг вертикального шва «плита-ригель» (расчетное значение).

Для исследования возможностей расчетной модели были проведены численные исследования деформирования пространственных фрагментов перекрытия размером с ячейку 6 × 6 м по [70]. Фрагменты состояли из трех рядовых плит марки ПК56.15 и двух связевых пристенных плит марки ПК56.9. Плиты укладывались на ригели типа РДП4.56 по подстилающему слою из цементно-песчаного раствора. Ригели опирались на типовые колонны сечением 40х40 см длиной 2,55 м, заделанные в основание полигона для испытаний.

Теоретические сопоставления производились по результатам замера перемещений от горизонтальной нагрузки, приложенной к одному из ригелей. Рассмотрены два фрагмента: Ф-4 – фрагмент с полностью замоноличенными продольными и поперечными швами; Ф-5 – фрагмент в котором отсутствовали замоноличенные продольные швы между плитами.

На рисунке 3.12 представлен график зависимости перемещений крайней подвижной точки фрагмента перекрытия от горизонтальной нагрузки для фрагмента с полностью замоноличенными швами (линия 1) и соответственно без заполнения швов (линия 3) по данным экспериментальных исследований [68, 70]. Пунктиром (линии 2 и 4) показаны полученные результаты перемещений по расчетной модели, с использованием данных таблицы 3.3, для соответствующих фрагментов по состоянию швов. Необходимо отметить следующее: в расчетной модели было учтено наличие в экспериментальных фрагментах типовых колонн с частичным защемлением: расчеты велись по упругой схеме и сходимость результатов расчета с опытными данными наблюдалась в этой стадии работы испытуемых фрагментов.

Проведенные исследования [17] показали приемлемость использования пластинчато-стержневой расчетной модели для описания деформирования элементов сборного перекрытия из многопустотных плит при горизонтальных нагрузках. Методика определения жесткостных параметров стержневых элементов расчетной модели позволяет приемлемо отражать напряженно-дефор-

мированное состояние фрагмента перекрытия при отсутствии связи по межплитным швам и при их полном заполнении в стадии до проявления неупругих деформаций.

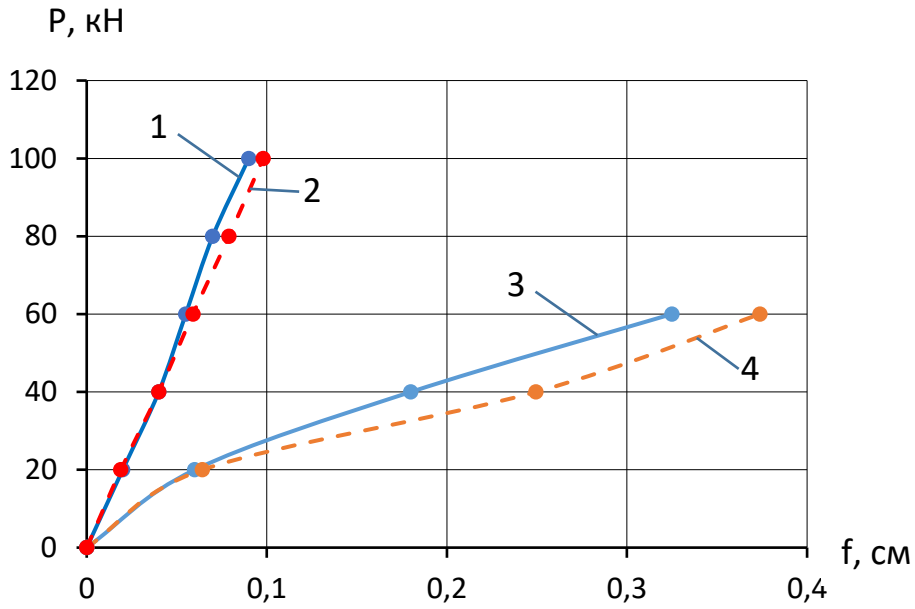


Рисунок 3.12 – Графики зависимости перемещений от нагрузки P:
1 и 3 – экспериментальные данные по [70] соответственно для фрагментов Ф-4 и Ф-5,
2 и 4 – результаты вычисленных перемещений по расчетной модели соответственно для фрагментов Ф-4 и Ф-5.

Представленная методика оценки деформативности швов и их влияние на работу перекрытия при горизонтальной нагрузке позволяет количественно оценить податливость диска сборного перекрытия из многопустотных плит и удовлетворительно согласуется с результатами экспериментальных исследований.

3.7.2 Фрагмент покрытия из ребристых плит

Особенность работы ребристых плит в составе перекрытия заключается в следующем:

- плиты крепятся к опорным конструкциям сваркой закладных деталей. Технологией монтажа предусмотрена приварка не более трех мест опирания

плиты на опорную конструкцию;

- поверхность торцевой грани ребристых плит, как правило, гораздо меньше их поперечных габаритов и, следовательно, меньше площадь контакта с опорной конструкцией. Сложная конфигурация торца плиты усложняет процесс замоноличивания и контроль его плотности;

- продольные ребра как правило имеют гладкую поверхность без элементов зацепления, что снижает эффективность продольных швов в обеспечении совместной работы.

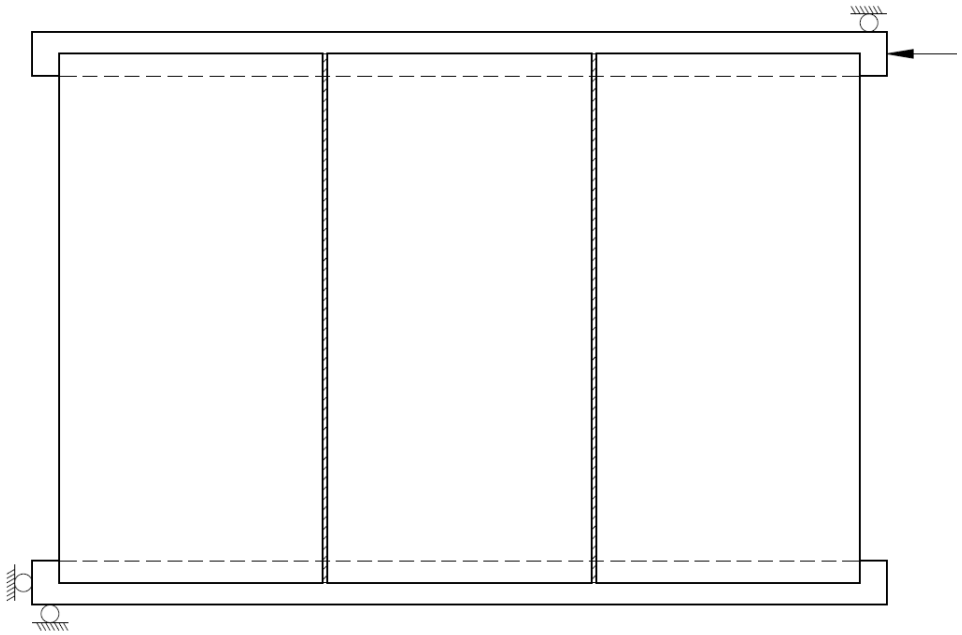
Покажем, что расчетная пластинчато-стержневая модель применима для описания работы перекрытия из ребристых плит. В таблице 3.2 представлены выражения для определения жесткостных характеристик перекрытия с применением ребристых плит и с учетом перечисленных особенностей.

Наиболее показательными испытаниями фрагмента из ребристых плит являются данные экспериментальных исследований под руководством В.А. Клевцова [55]. Испытанию подвергался фрагмент покрытия из ребристых плит размером 3 × 6 м. Плиты были уложены на две сварные балки, одна из которых жестко крепилась к основанию, а вторая располагалась на подвижных опорах в направлении поперек плит. Схема испытания показана на рисунке 3.13.

В процессе испытания замерялись перемещения характерных точек плиты и силовые факторы в виде реакций опорных конструкций. В начале была установлена одна плита, к которой после сварки опорных закладных деталей прикладывалась горизонтальная нагрузка величиной до 25 кН вдоль подвижной балки. Процесс нагружения и разгрузки происходил неоднократно.

Следует отметить, что нагрузка прикладывалась к опорной балке и тем самым исключалось взаимное сближение продольных ребер. Таким образом, жесткость связей 1 и 5 практически равнялась жесткости опорной балки. Деформативность расчетной модели обеспечивалась связями 2-3-4-6. Жесткостные характеристики этих связей практически одинаковы и представлены в таблице 3.4.

а)



б)

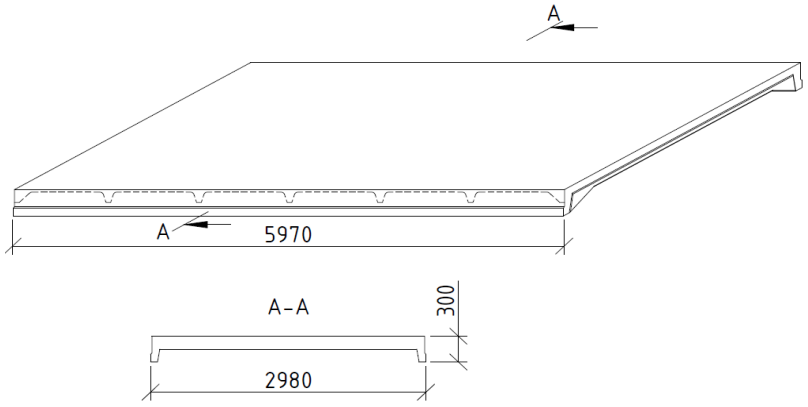


Рисунок 3.13 – Схема испытания фрагмента покрытия из трех ребристых плит (а) и размеры ребристой плиты (б).

Таблица 3.4 – Характеристики связей расчетной модели фрагмента покрытия

Жесткость связей x10^3,кН/м						Тип плиты
C1	C2	C3	C4	C5	C6	
Одна ребристая плита						
600	4,6	4,6	4,6	600	0,1	Рядовая плита
Фрагмент покрытия из трех ребристых плит, продольные швы замоноличены						
1800	9,7	9,7	9,7	1800	0,21	Ячейка покрытия

Величина жесткости одной закладной детали принималась по известным рекомендациям по проектированию закладных деталей в бетоне [83] с учетом фактического армирования и прочности бетона, принятой для типовой плиты.

Для фрагмента покрытия из трех плит величина жесткости определена с учетом суммарной жесткости закладных деталей трех плит фрагмента $C_{\Sigma Ci}$ по выражению (3.10):

$$C_{\Sigma Ci} = C_i \frac{\left(2\sum_{n-1}^{1} b_i^2 + b_n^2\right)}{b_n^2}, \qquad (3.10)$$

где b_i – ширина i-той плиты;

b_n – суммарная ширина фрагмента покрытия.

На рисунке 3.14 показаны графики зависимости перемещений соответственно одной плиты и фрагмента покрытия из трех плит от горизонтальной нагрузки. Необходимо отметить, что расчетные значения перемещений были меньше опытных. Это объясняется, что фактически опорные закладные изделия более податливы. Кроме того, в эксперименте наблюдались взаимные смещения плит между собой.

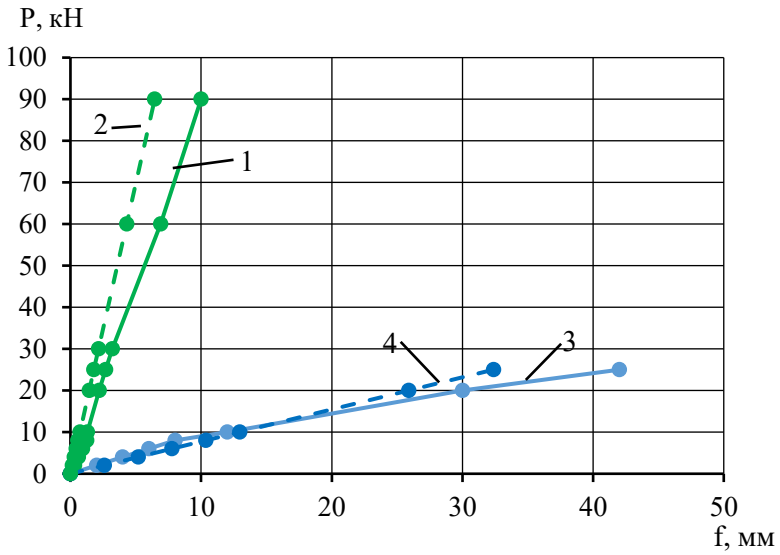


Рисунок 3.14 – Графики зависимости нагрузка-перемещение в горизонтальной плоскости для одной ребристой плиты (1) и для фрагмента из трех плит (3) по экспериментальным данным [55] и данные, полученные по результатам численных исследований по расчетной модели, соответственно для 1 плиты (2) и фрагмента из трех плит (4).

3.8 Выводы

1. На основе анализа экспериментальных исследований работы ячеек сборных перекрытий была предложена расчетная модель плиты перекрытия, состоящая из элементов пластин и стержней. Пластиной представлена плита перекрытия, а элементами стержней – соединения между плитами и между плитами и опорными конструкциями.

2. Расчетная модель позволяет описывать деформирование плит:

- при полном отсутствии замоноличивания и свободном опирании на поддерживающие конструкции;
- при частичном замоноличивании швов и наличия связевых соединений для перекрытия из многопустотных плит;
- при наличии сварных соединений по опорным закладным деталям для ребристых плит покрытий.

3. Разработана методика определения жесткостных характеристик элементов расчетной модели при различных условиях взаимодействия плит с опорными конструкциями и между собой посредством замоноличивания швов.

4. Предлагаемая методика определения перемещений плит перекрытия и покрытия дает удовлетворительную сходимость результатов расчета с опытными данными.

ГЛАВА 4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ЖЕСТКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

4.1 Методика определения поправочных коэффициентов к жесткости плит с учетом деформативности швов

Для определения жесткости плиты с учетом деформативности швов произведем сравнение перемещений расчетной пластинчато-стержневой модели с перемещениями плиты в своей плоскости и защемлением на одной опоре. Принятая расчетная схема плиты показана на рисунке 4.1.

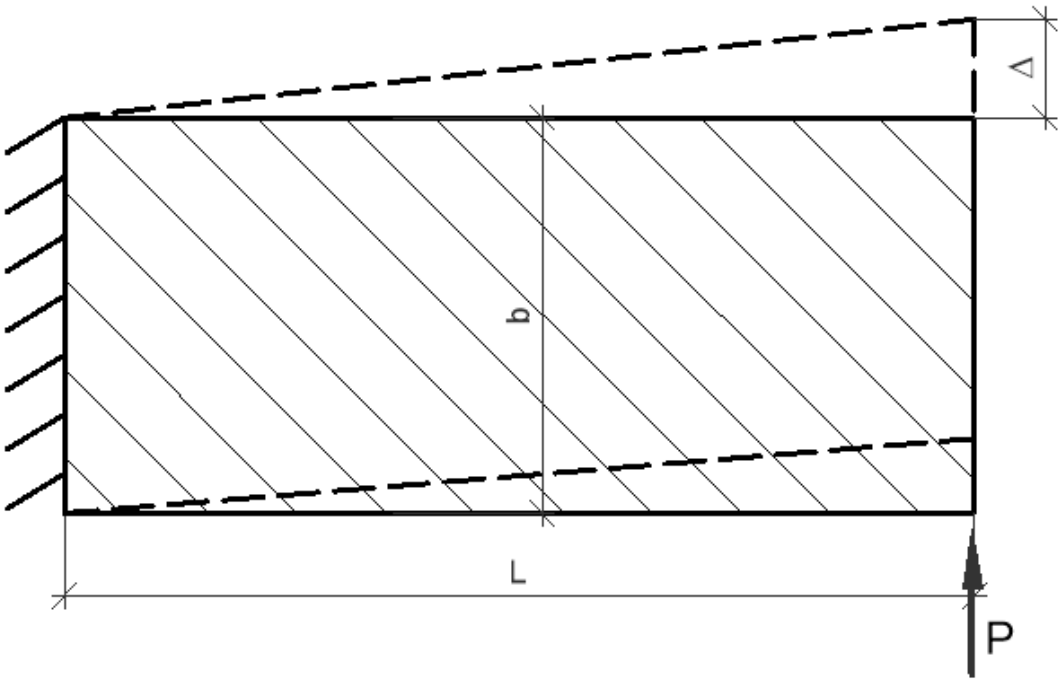


Рисунок 4.1 – Схема для определения перемещений консольной балки-стенки.

Поскольку высота плиты в горизонтальной плоскости (b) соизмерима с величиной пролета (L), в перемещениях необходимо учесть изгибные и сдвиговые деформации. В соответствии с [103] выражение для перемещений будет иметь вид

$$\Delta = \frac{PL}{12EI}\left(3b^2(1+\mu)+4L^2\right). \qquad (4.1)$$

Приравнивая выражение (4.1) с (3.7) при одинаковых внешних усилиях получим

$$\left(\left(\frac{1}{c_1}+\frac{1}{c_5}\right)+\frac{S^2}{c_2}\left(1-\frac{1}{1+\frac{c_2}{c_6}}\right)+\frac{S^2}{c_3}\left(1-\frac{1}{1+\frac{c_3}{c_4}}\right)\right)= \\ =\frac{L}{12E_b k_{sh} I}\left(3b^2(1+\mu)+4L^2\right), \tag{4.2}$$

здесь k_{sh} – поправочный коэффициент к модулю упругости бетона плит, учитывающий деформативность швов в составе перекрытия;

E_b – модуль упругости бетона плиты;

I – момент инерции сечения плиты;

L, b – длина и ширина плиты;

μ – коэффициент Пуассона бетона;

c_i, S – см. формулу (3.7) .

Тогда зависимость для определения поправочного коэффициента к изгибной жесткости плит с учетом взаимодействия плит через межплитные швы будет иметь вид

$$k_{sh}=\frac{L(3b^2(1+\mu)+4L^2)}{12E_b I\left(\left(\frac{1}{c_1}+\frac{1}{c_5}\right)+\frac{S^2}{c_2}\left(1-\frac{1}{1+\frac{c_2}{c_6}}\right)+\frac{S^2}{c_3}\left(1-\frac{1}{1+\frac{c_3}{c_4}}\right)\right)}, \tag{4.3}$$

где k_{sh}, E_b, I, L, b, μ, c_i, S – см. формулы (3.7) и (4.2).

В выражение (4.3) вошли параметры всех швов, геометрия участка перекрытия и физические характеристики материалов. Таким образом, при назначении податливости диска перекрытия, теоретически можно учесть состояние элементов сборного перекрытия и их сопряжений с несущими конструкциями

каркаса, а это позволяет учесть расположение ячеек перекрытия в плане здания.

4.2 Определения величин поправочных коэффициентов

Для обоснования такого перехода от пластинчато-стержневой модели к сплошным плитным конструкциям и определения величины поправочного коэффициента воспользуемся результатами натурных экспериментальных исследований работы двухпролетных фрагментов перекрытий из многопустотных плит, выполненных под руководством Семченкова А.С. [90].

Данные испытания отличаются методичностью в области исследования влияния многочисленных факторов на деформативность сборного перекрытия в своей плоскости. Схемы экспериментальных фрагментов перекрытий показаны на рисунках 4.2-4.4. Схема испытаний показана на рисунке 4.5.

Первый фрагмент перекрытия ФП-1 состоял только из связевых крайних (пристенных) плит марок ПК 12.5-58-15П (представлен на рисунке 4.2). Плиты были уложены на полки ригелей по слою раствора. Ригели опирались на фрагменты колонн сечением 30 × 30 см, жестко защемленные в силовом полу, а колонны ригеля, к которому прикладывалась нагрузка, опирались на пол через катковые опоры. Ригели крепились к колоннам посредством приварки металлических накладок по ребру ригеля к колонне. Пространство между торцами плит и ребром ригелей замоноличивалось цементно-песчаным раствором М250. Связевые плиты объединялись арматурными стержнями диаметром 20 мм.

В таблице 4.1 представлены жесткостные характеристики связей для пластинчато-стержневой модели (см. рисунок 3.9) одной связевой плиты, в соответствии с расчетными параметрами опытного фрагмента.

Таблица 4.1 – Жесткостные характеристики связей расчетной модели ячейки перекрытия (ФП-1)

Номер и жесткость связи расчетной модели перекрытия, кН/м					
c1	c2	c3	c4	c5	c6
133700000	93750	76923	93750	133700000	76923

Второй двухпролетный фрагмент сборного перекрытия (ФП-2) собран после испытания ФП-1 установкой в ячейки четырех рядовых плит (рисунок 4.3). Плиты укладывались на полки ригелей по слою цементно-песчаного раствора М200. Торцевые швы многопустотных плит также заделывались раствором. При этом продольные швы не заполнялись. В таблице 4.2 даны жесткостные характеристики связей расчетной модели для связевых и рядовых плит.

Таблица 4.2 – Жесткостные характеристики связей расчетной модели ячейки перекрытия (ФП-2) без замоноличивания продольных швов

	Номер и жесткость связи расчетной модели перекрытия, кН/м					
	c1	c2	c3	c4	c5	c6
Связевая плита	133700000	93750	76925	93750	133700000	76925
Рядовая плита	133700000	15625	76925	15625	133700000	76925

Третий фрагмент сборного перекрытия из многопустотных плит (ФП-3) получен после испытания фрагмента ФП-2 и отличался от него заполнением межплитных швов цементно-песчаным раствором М200 отдельными прерывистыми участками длиной 0,5 и 1 м (рисунок 4.4), что учитывало низкое качество работ на стройплощадке. На рисунке 4.5 показана схема испытания фрагмента перекрытия с замоноличенными межплитными швами. В данном случае расчетная модель ячейки перекрытия одного пролета рассматривается как единая плита, поскольку продольные швы с круглыми замкнутыми шпонками после замоноличивания практически не деформируемы (см. главу 2). Жесткостные характеристики связей объединенной ячейки перекрытия представлены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Жесткостные характеристики связей расчетной модели ячейки перекрытия (ФП-3) с замоноличенными швами

Номер и жесткость связи расчетной модели перекрытия, кН/м					
c1	c2	c3	c4	c5	c6
503000000	93750	76925	93750	503000000	76925

Используя вычисленные перемещения по выражениям (3.7) и (4.1), после подстановки их в выражение (4.3) были определены переходные (поправочные) коэффициенты к жесткостным параметрам плит в конечно-элементной модели фрагментов перекрытий, как это показано в [133]. Соответственно для рассмотренных фрагментов поправочные коэффициенты даны в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Поправочные коэффициенты к модулю упругости бетона экспериментальных фрагментов ФП

Марка фрагмента	ФП-1	ФП-2	ФП-3
Поправочный коэффициент k_{sh}	0,25	0,035	0,14

В работе [69] исследовалась жесткость фрагментов 6х6 м, собранных из пяти плит. Плиты укладывались на ригели РДП4.56 через раствор М100. Связевые плиты соединялись с закладными ригелей связями из арматуры 22 AI. Швы между сборными элементами заполнялись раствором М100. Колонны сечением 40 × 40 см длиной 2550 мм были опущены в пробуренные ямы и закреплены. При этом колонны рамы, к которой прикладывалась сдвигающая нагрузка, были установлены как стержни с шарнирными опорами.

Для сравнения с конечно-элементными моделями по предлагаемой методике принято три опытных фрагмента:

Ф-3 – из трех рядовых настилов ПК56.15 и двух пристенных связевых плит ПК56.9 с продольными шпонками и замоноличенными швами;

Ф-4 – из типовых плит с цилиндрическими шпонками и замоноличенными швами;

Ф-5 – из типовых плит с цилиндрическими шпонками без замоноличивания швов между плитами.

Схема фрагментов и приложения нагрузки при испытаниях показаны на рисунках 4.6 - 4.8.

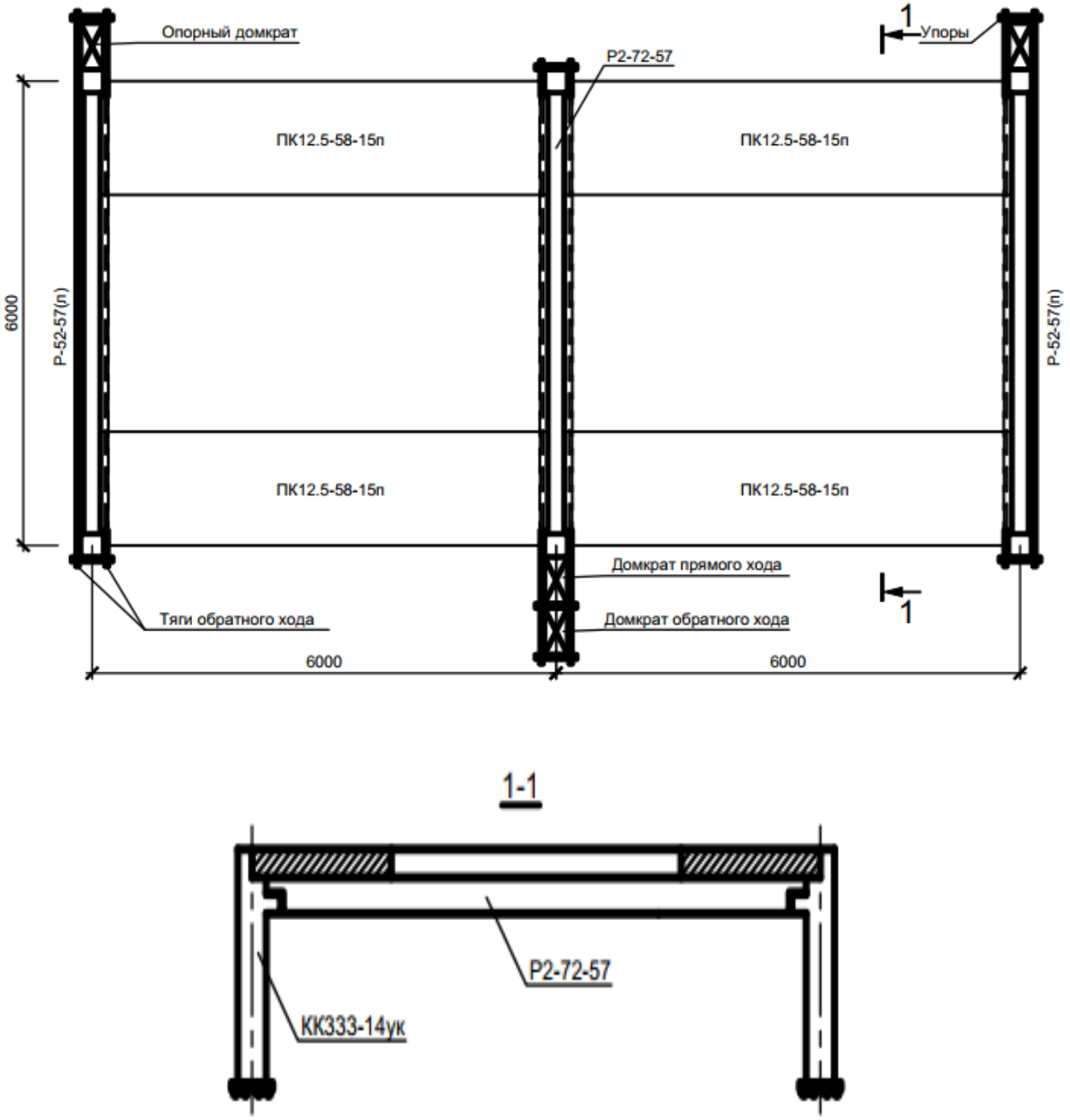


Рисунок 4.2 – Схема фрагмента (ФП-1) двухпролетного перекрытия, состоящего из четырех пристенных связевых плит с замоноличиванием только торцевых швов.

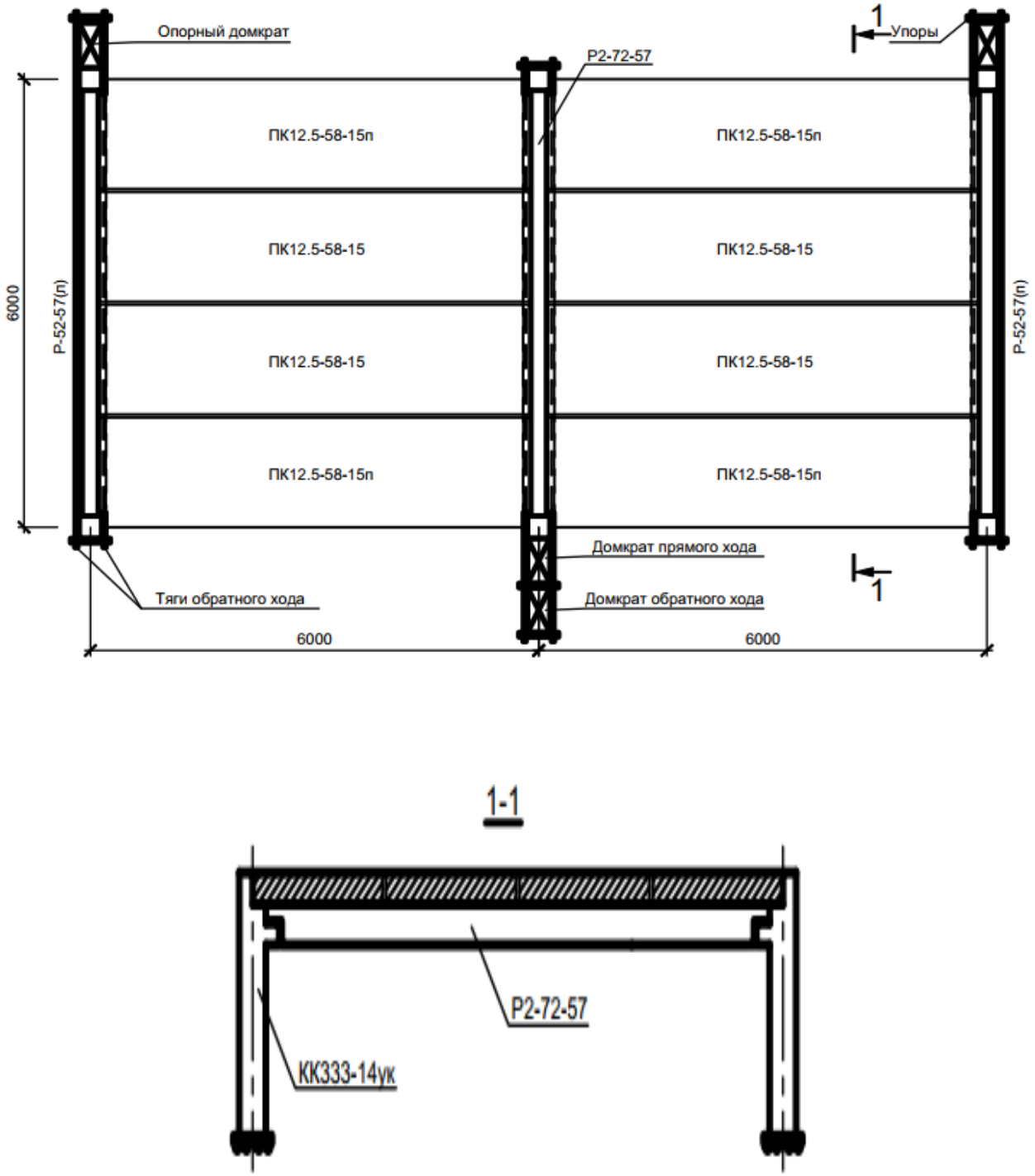


Рисунок 4.3 – Схема фрагмента (ФП-2) двухпролетного перекрытия из четырех связевых и четырех рядовых многопустотных плит с заполнением только торцевых швов и не замоноличенных продольных швов.

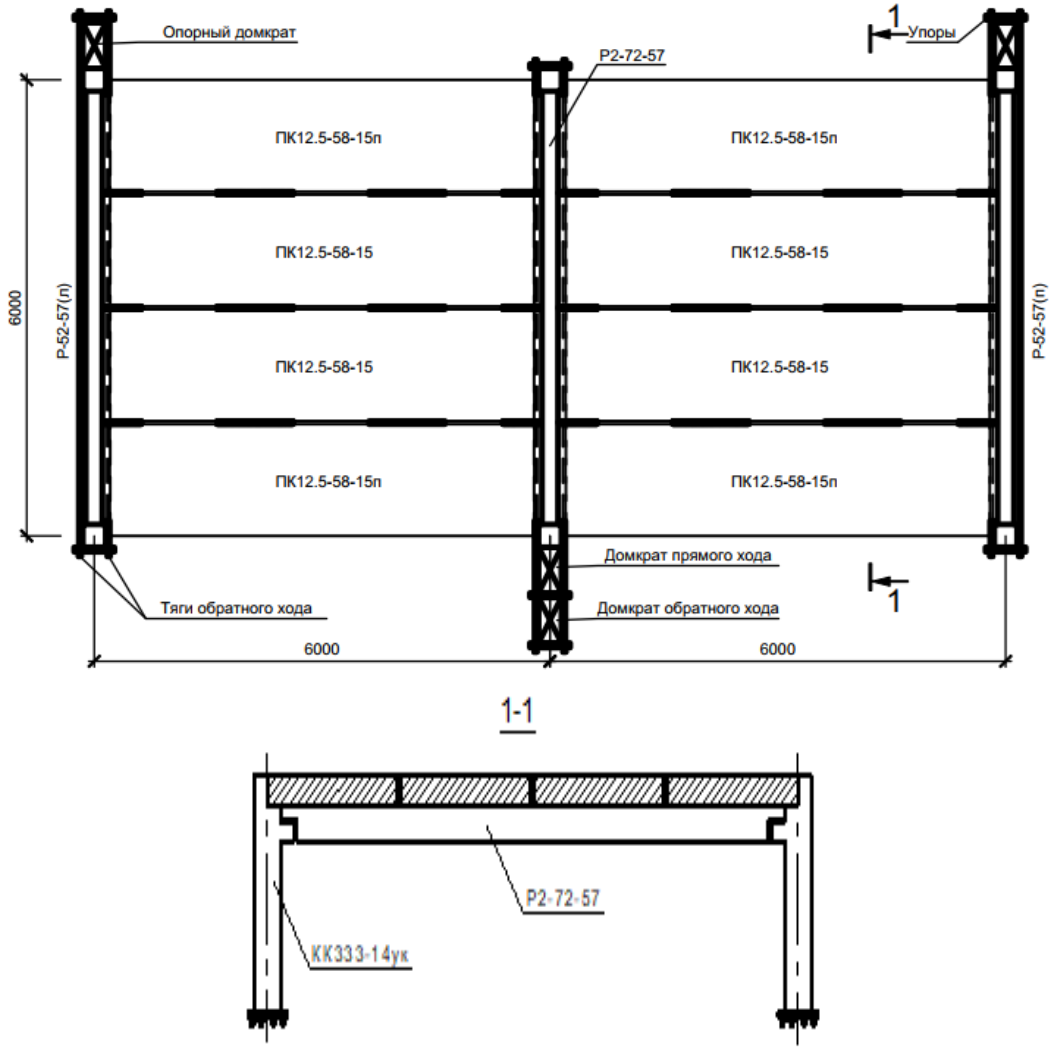


Рисунок 4.4 – Схема фрагмента (ФП-3) двухпролетного перекрытия из сборных многопустотных плит с заполнением всех межплитных швов.

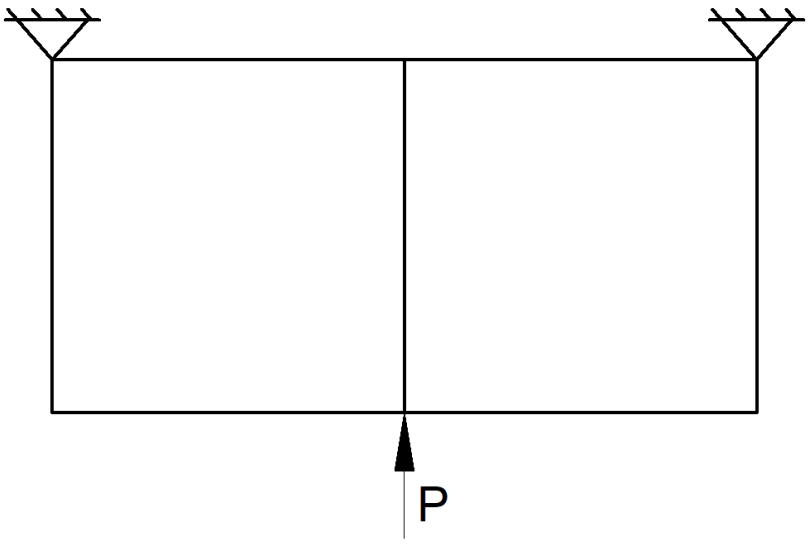


Рисунок 4.5 – Схема испытания натурных фрагментов ФП.

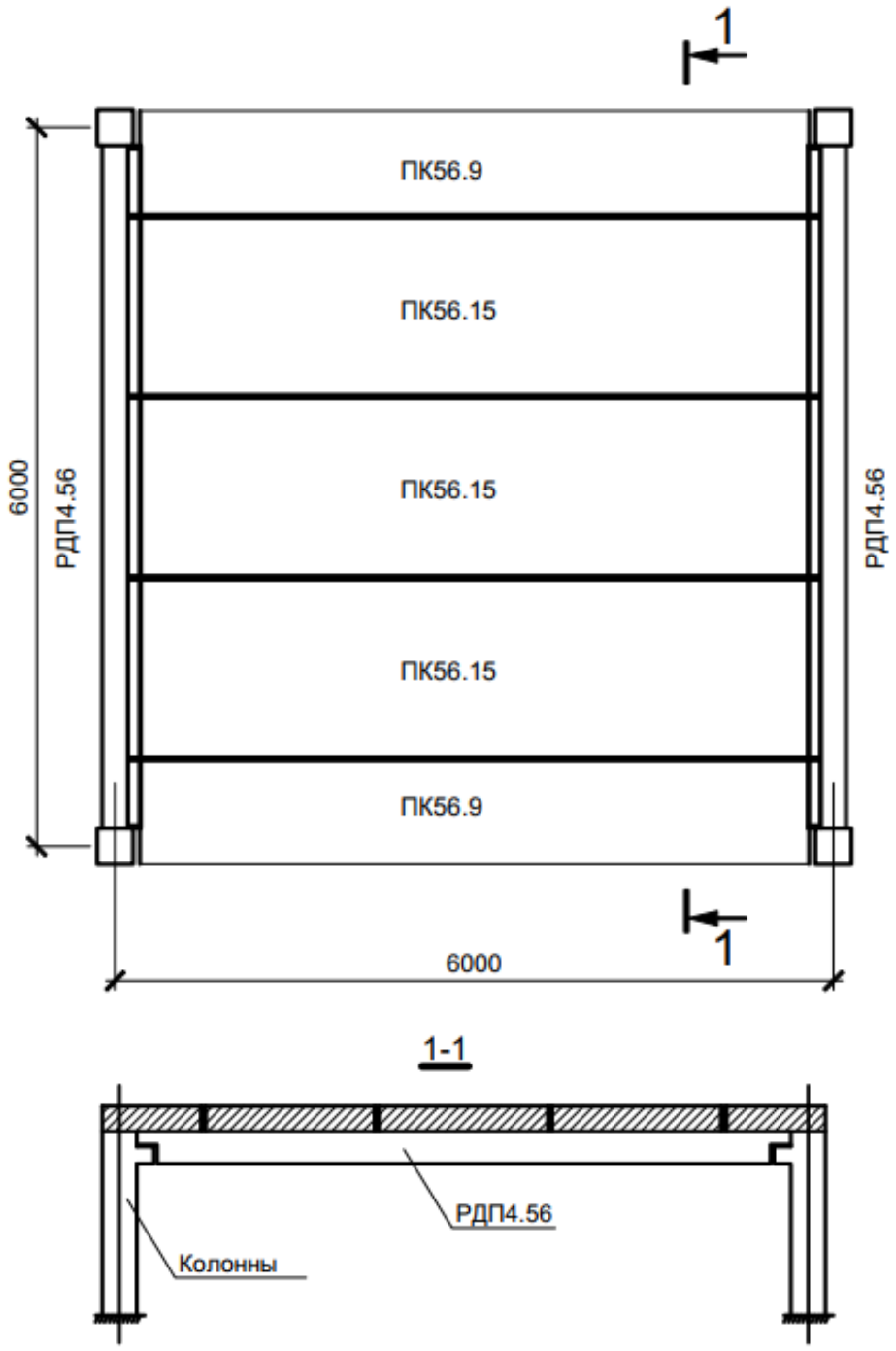


Рисунок 4.6 – Схема опытных фрагментов Ф-3 и Ф-4.

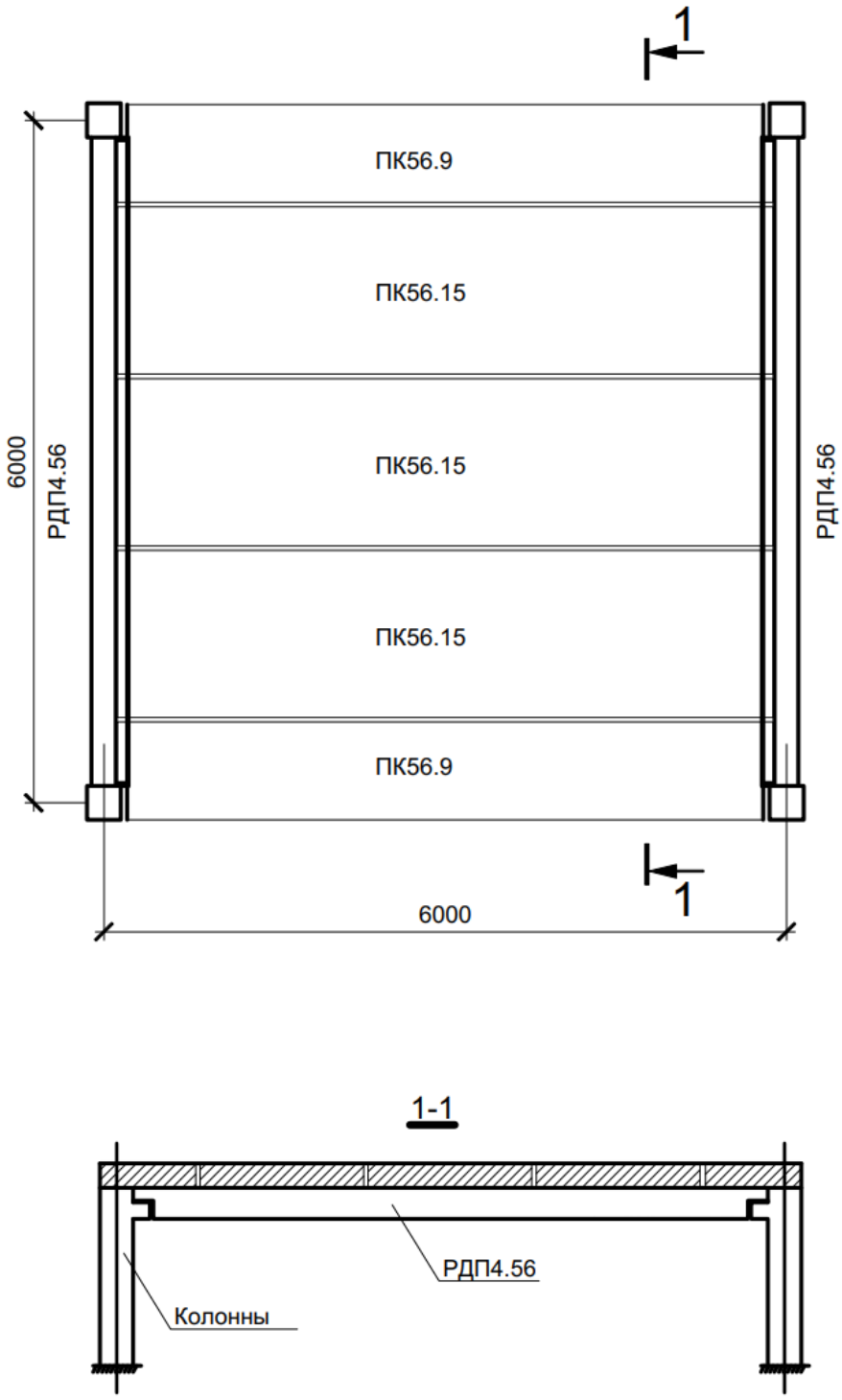


Рисунок 4.7 – Схема опытного фрагмента Ф-5.

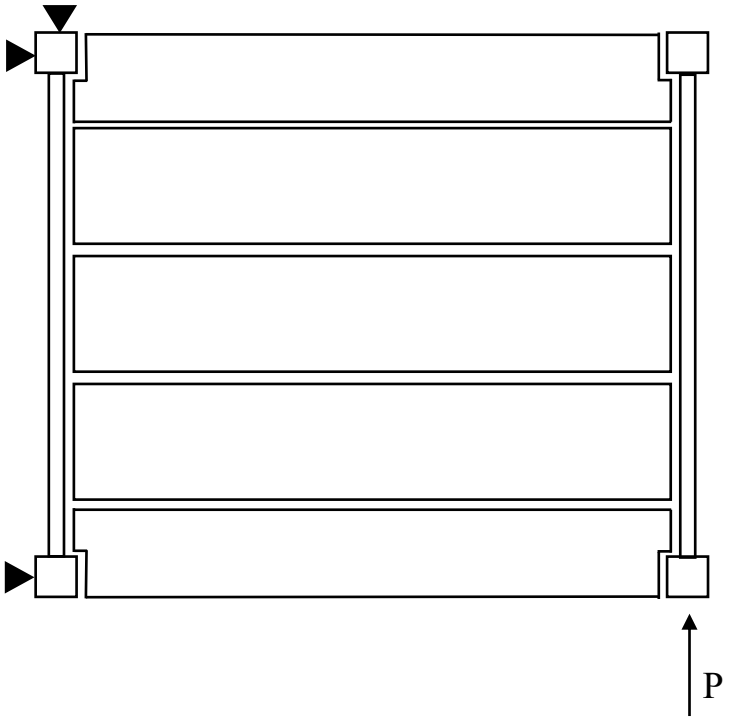


Рисунок 4.8 – Схема приложения нагрузок при испытании фрагментов Ф-3, Ф-4 и Ф-5.

Аналогично для натурных фрагментов Ф-3, Ф-4 и Ф-5 были определены поправочные коэффициенты к жесткостям плит, которые приведены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Поправочные коэффициенты к модулю упругости бетона экспериментальных фрагментов Ф

Марка фрагмента	Ф-3	Ф-4	Ф-5
Поправочный коэффициент k_{sh}	0,3	0,3	0,05

4.3 Расчет перемещений плит экспериментальных фрагментов перекрытий по конечно-элементной модели

Для верификации методики были выполнены расчеты опытных фрагментов [90] по конечно-элементным моделям (см. рисунки 4.9-4.10).

По результатам расчета получены расчетные значения перемещений в

опытных фрагментах с учетом найденных поправочных коэффициентов к модулю упругости бетона плит, учитывающих деформативность швов в составе перекрытия [107], показанные на графиках рисунков 4.11-4.13 совместно с графиками перемещений по испытаниям.

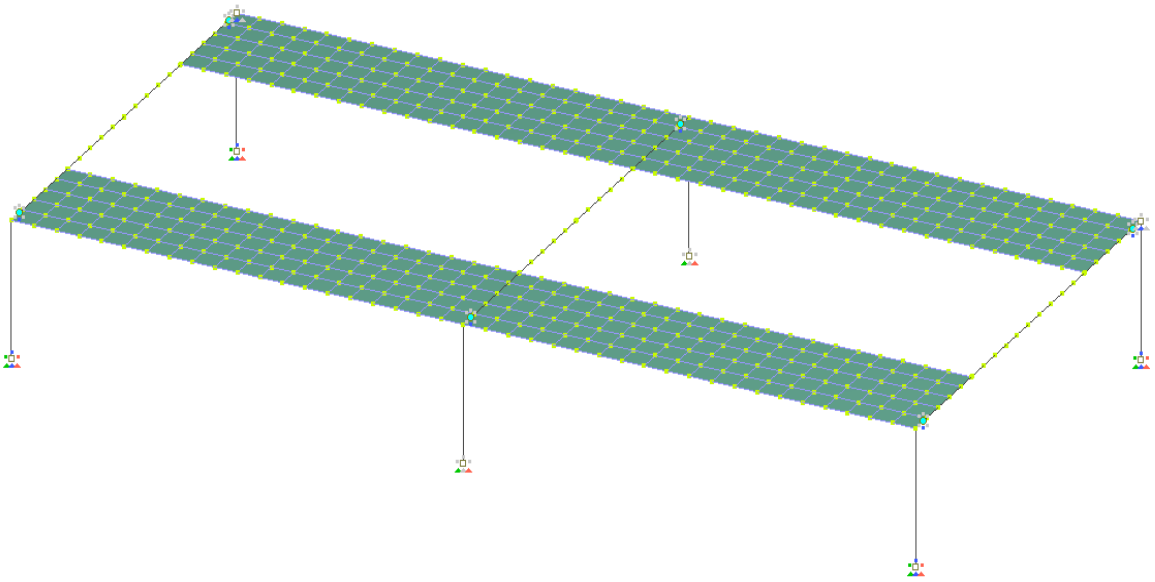


Рисунок 4.9 – Конечно-элементная модель опытного фрагмента ФП-1.

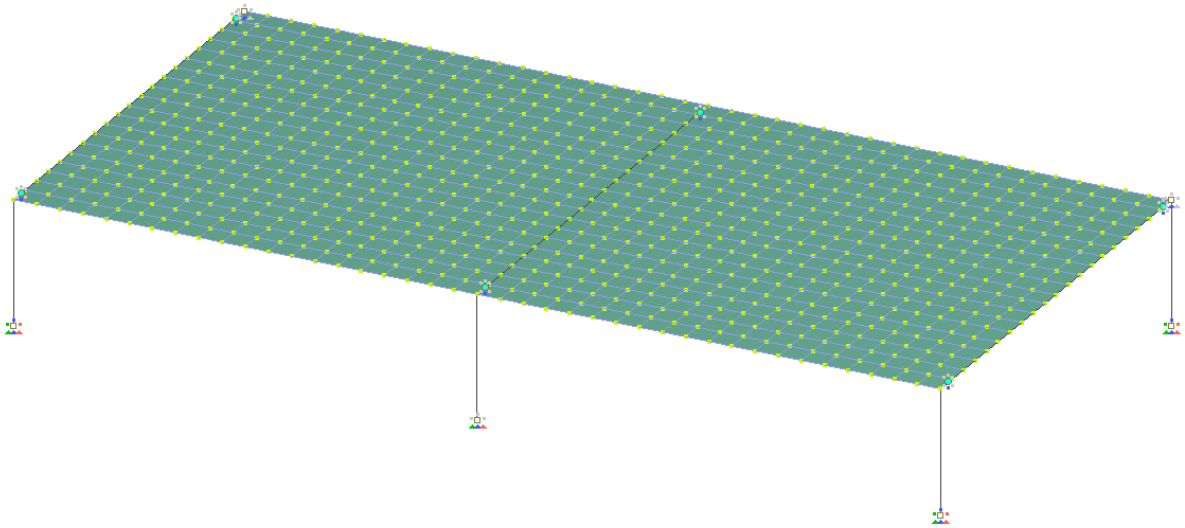


Рисунок 4.10 – Конечно-элементная модель опытных фрагментов ФП-2 и ФП-3.

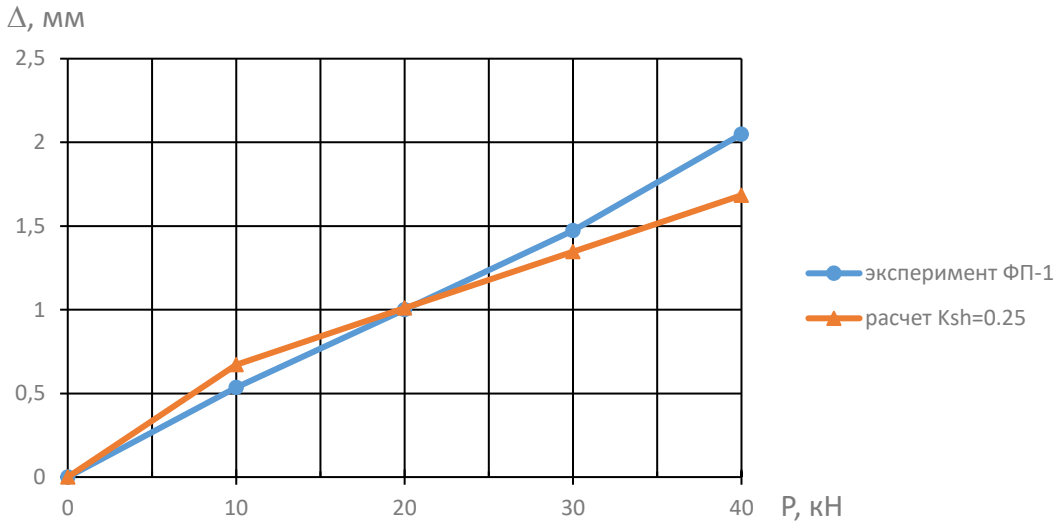


Рисунок 4.11 – Графики экспериментальных и расчетных значений перемещения экспериментального фрагмента ФП-1.

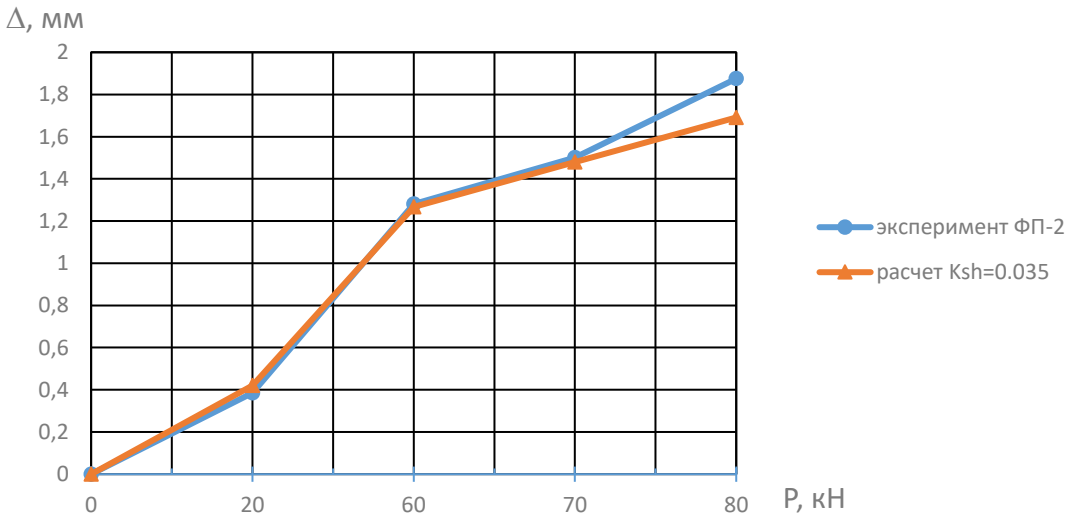


Рисунок 4.12 – Графики экспериментальных и расчетных значений перемещения экспериментального фрагмента ФП-2.

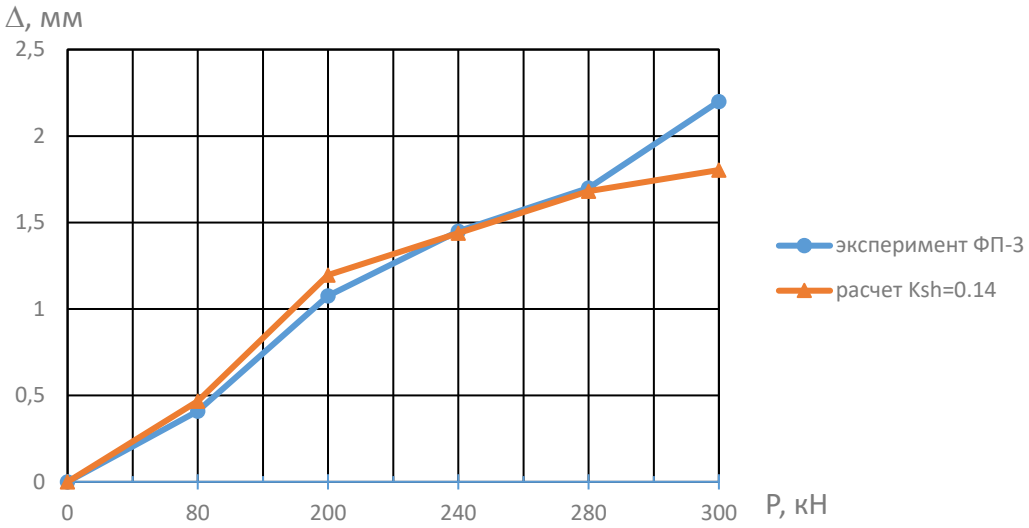


Рисунок 4.13 – Графики экспериментальных и расчетных значений перемещения экспериментального фрагмента ФП-3.

Как видно из графиков на рисунках 4.11 - 4.13 расчетные данные дают удовлетворительную сходимость с опытными данными.

Также для верификации методики были выполнены расчеты опытных фрагментов [69] по конечно-элементной модели (см. рисунок 4.14).

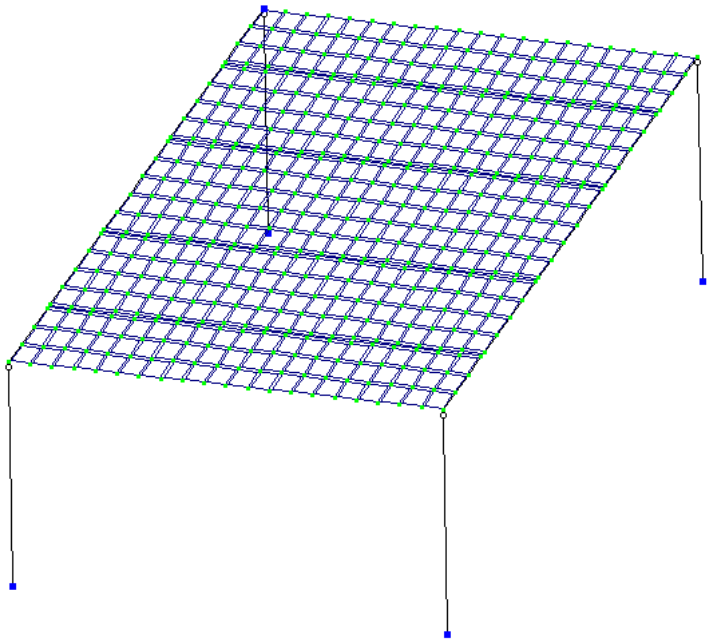


Рисунок 4.14 – Конечно-элементная модель опытных фрагментов Ф-3, Ф-4 и Ф-5.

В результате численных исследований получены расчетные значения перемещений в опытных фрагментах с учетом найденных поправочных коэффициентов к модулю упругости бетона плит, учитывающих деформативность швов в составе перекрытия, показанные на графиках рисунков 4.15-4.17 совместно с графиками перемещений по испытаниям.

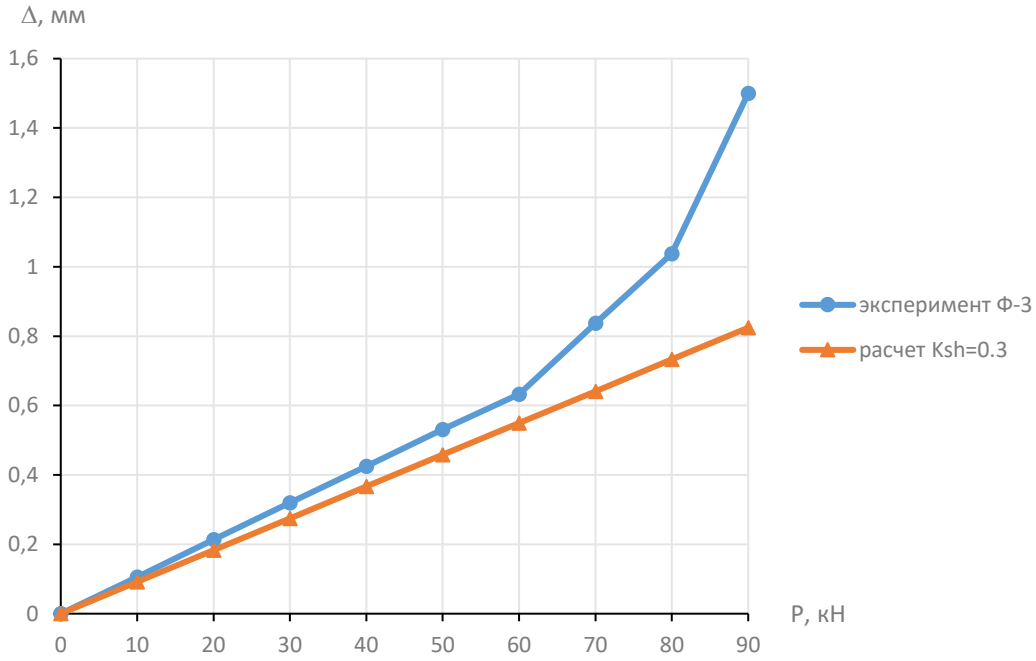


Рисунок 4.15 – Графики экспериментальных и расчетных значений перемещения экспериментального фрагмента Ф-3.

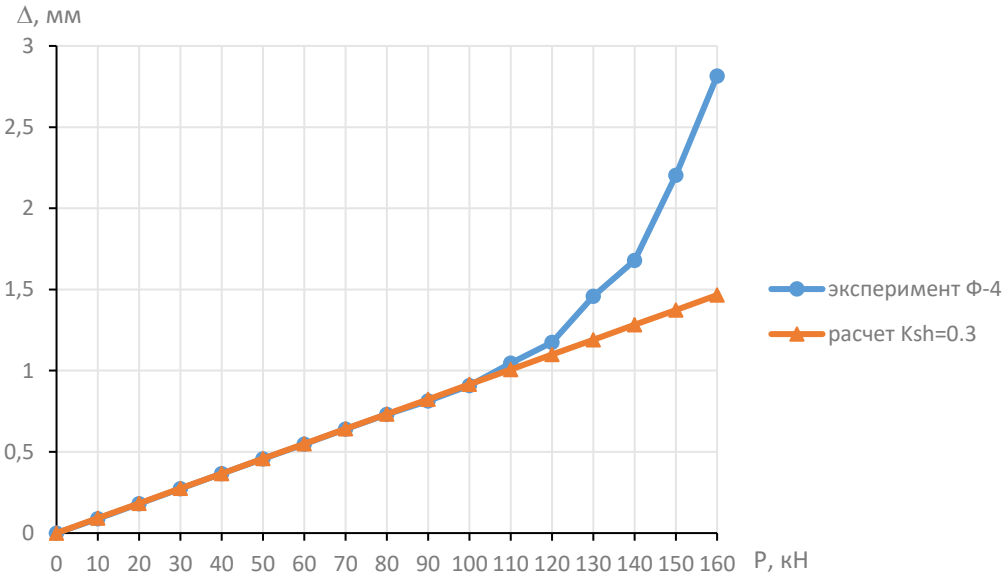


Рисунок 4.16 – Графики экспериментальных и расчетных значений перемещения экспериментального фрагмента Ф-4.

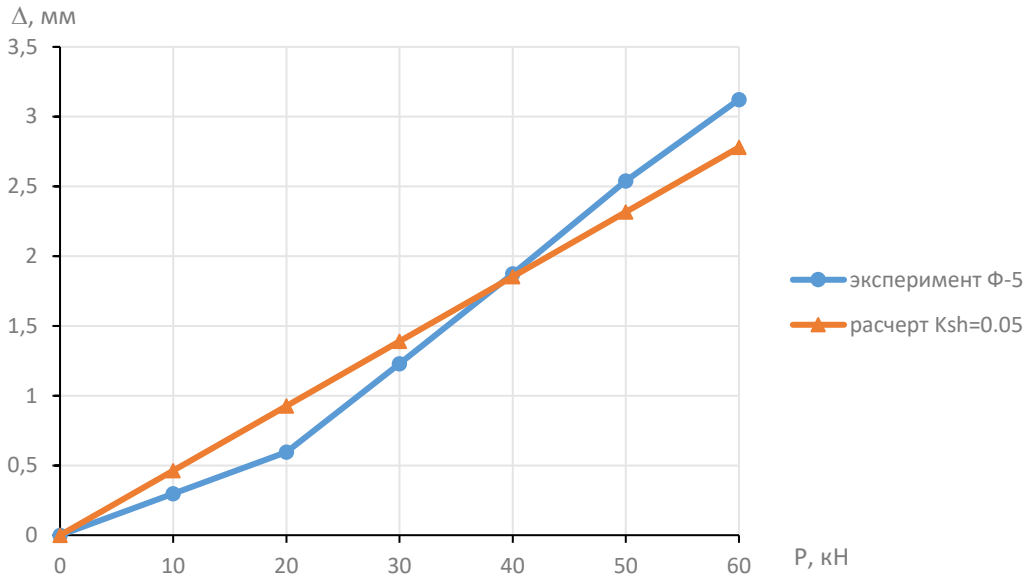


Рисунок 4.17 – Графики экспериментальных и расчетных значений перемещения экспериментального фрагмента Ф-5.

Как видно из графиков на рисунках 4.15 - 4.17 расчетные данные дают удовлетворительную сходимость с опытными данными. При этом по графику рисунка 4.17 видно, что в отличие от фрагмента состоящего из двух ячеек при одной ячейке жесткость фрагмента без замоноличивания продольных швов значительно меньше жесткости фрагмента с замоноличенными продольными швами вследствие отсутствия влияния соседней ячейки на податливость торцевых швов. А при замоноличенных продольных швах тип шпонки практически не оказывает влияния (см. рисунки 4.15 - 4.16).

Таким образом, по представленным выше результатам сравнения опытных и расчетных данных имеется удовлетворительная сходимость, что подтверждает работоспособность предлагаемой методики учета податливости швов в дисках сборных перекрытий.

На основании сравнения полученных по методике учета податливости соединений с экспериментальными данными для основной массы перекрытий из многопустотных плит на этапе эксплуатации здания, при многократном действии горизонтальных нагрузок, осредненный поправочный коэффициент

к жесткости перекрытия k_{sh} можно принять равным 0,14-0,3 для диска перекрытия с заполненными швами и 0,03-0,05 для диска перекрытия с незаполненными продольными швами. По результатам исследований данной главы поправочные коэффициенты к жесткости перекрытия k_{sh} даны в таблице 4.6.

Таблица 4.6 – Поправочные коэффициенты к жесткости перекрытия

№ п/п	Расчетные условия для диска перекрытия	Поправочный коэффициент к жесткости перекрытия k_{sh}
1.	Продольные швы между плитами не замоноличены	0,035 - 0,05
2.	Продольные швы замоноличены некачественно	0,14
3.	Продольные швы замоноличены полностью	0,25 - 0,3
4.	Качественное замоноличивание всех швов мелкозернистым бетоном В20	0,5

4.4 Выводы

Предлагаемая методика определения поправочных коэффициентов к жесткости плит на основе трансформации пластинчато-стержневой модели в расчетную схему для сплошных элементов, которые используются в конечно-элементных моделях показала свою жизнеспособность. Об этом свидетельствуют полученные графики сходимости теоретических значений перемещений с экспериментальными, полученными на натурных фрагментах перекрытий из многопустотных плит. При этом учтено фактическое состояние продольных швов: отсутствие замоноличивания; частичное замоноличивание торцевых швов; полная заделка раствором всех межплитных швов.

Следует отметить, что методика определения поправочных коэффициентов (коэффициентов приведения) для учета реальной жесткости сборного перекрытия в своей плоскости дает хорошую сходимость в области относительно упругих деформаций. При развитии перемещений за пределами упругости расхождения возрастают.

Результаты исследований позволяют рекомендовать предлагаемую методику для оценки напряженно-деформированного состояния многоэтажного каркасного здания из сборного железобетона при различном состоянии швов.

В главе приведены коэффициенты снижения жесткости сборных перекрытий для различных состояний швов между плитами. На стадии эксплуатации здания коэффициент снижения жесткости перекрытия можно принять в диапазоне значений от 0,14 до 0,3 для перекрытий с замоноличенными межплитными швами.

ГЛАВА 5 УЧЕТ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ РАСЧЕТЕ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСОВ

5.1 Расчетный анализ многоэтажных каркасов с учетом деформативности перекрытий

Разработанная методика учета податливости соединений сборных дисков перекрытий была апробирована на нескольких объектах при обследовании зданий со связевым каркасом из железобетонных конструкций Московского каталога унифицированных индустриальных изделий, разработанных Моспроектом.

Для расчетного анализа применения разработанной методики учета податливости в расчетных моделях приняты каркасы 16-этажных зданий симметричные и несимметричные в плане [106], с разной расстановкой вертикальных элементов жесткости (см. рисунки 5.1 - 5.2).

Колонны каркаса сечением 40 х 40 см, ригели таврового сечения с опиранием плит на полки. Диски перекрытий состояли из сборных многопустотных плит. В базовом варианте диск перекрытия задавался с полной горизонтальной жесткостью в соответствии с геометрическими размерами, как для монолитного перекрытия. Впоследствии в жесткости дисков учитывалась деформативность швов варьированием поправочных коэффициентов к жесткости плит.

Качество и полноту заделки швов в дисках перекрытия можно визуально оценить при обследовании, а прочность бетона или раствора замоноличивания определяется инструментально. В зависимости от полученных результатов при обследовании можно ориентировочно, используя данные таблицы 4.6, принять коэффициент снижения жесткости перекрытия. На стадии эксплуатации здания коэффициенты снижения жесткости перекрытия располагаются в диапазоне значений от 0,14 до 0,3. Диск перекрытия с незамоноличенными

швами не рассматривался, поскольку в практике каркас здания в такой стадии практически не встречается, кроме стадии монтажа.

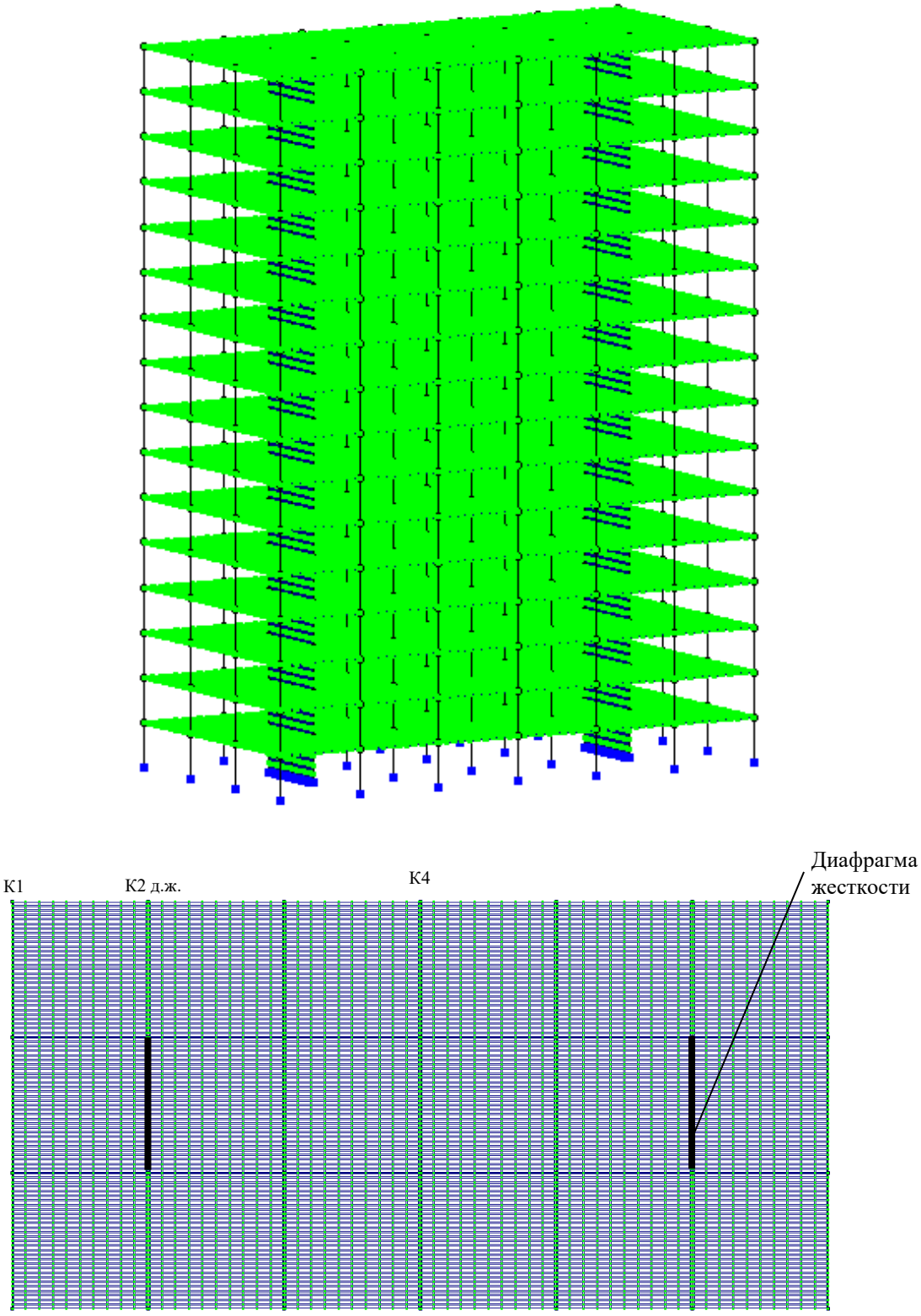


Рисунок 5.1 – Расчетная модель каркаса с размерами в плане 36х18 м симметричного в плане (каркас 1).

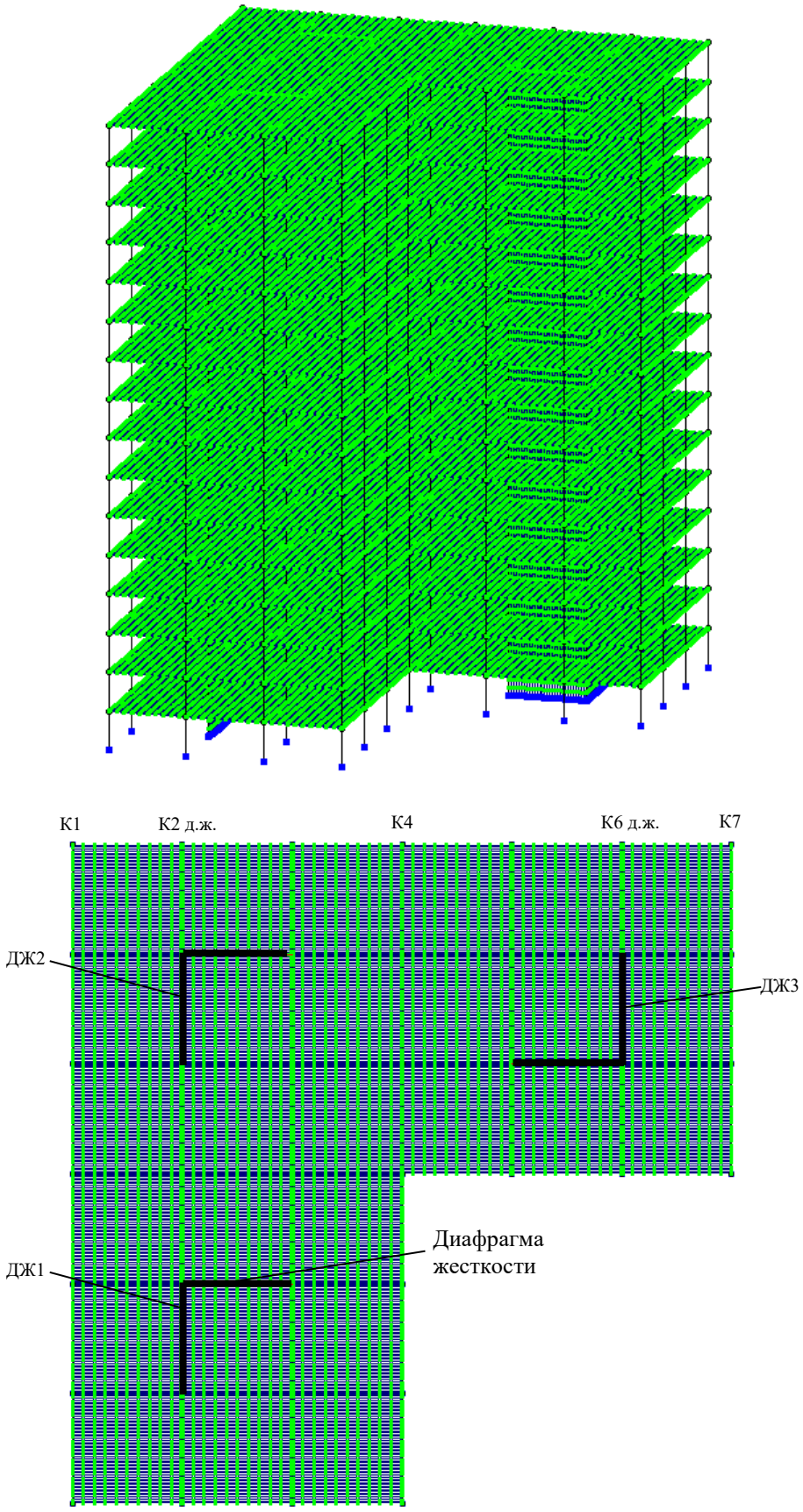


Рисунок 5.2 – Расчетная модель каркаса размером 36х36 м несимметричного в плане (каркас 2).

К каркасу здания прикладывалась горизонтальная узловая нагрузка к колоннам в уровне перекрытий в соответствии с грузовыми площадями наружного ограждения.

По графикам (рисунки 5.3 -5.5) относительное увеличение перемещений каркаса при различных поправочных коэффициентах к жесткости плит по отношению к перемещениям каркаса с жесткими перекрытиями для симметричного в плане каркаса (каркас 1) составило от 22 % при качественно замоноличенных всех швах (k_{sh} = 0,5) до 38 % при некачественно замоноличенных продольных швах (k_{sh} = 0,15) [106].

Как видно из графиков прирост перемещений по этажам неодинаков. Для колонн, состоящих в ряду с диафрагмами жесткости, а особенно выражено для колонн, находящихся в середине дисков перекрытий, увеличение относительных перемещений на нижних этажах (1-2) больше, чем для последующих двух-трех этажей.

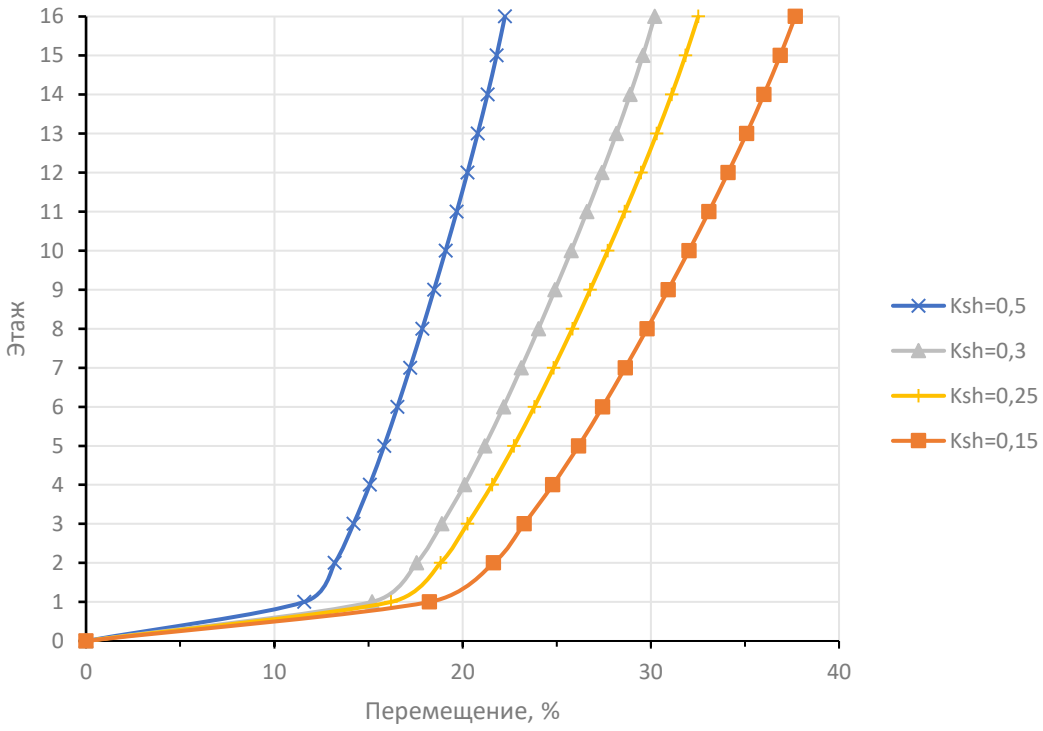


Рисунок 5.3 – Графики перемещений каркаса по отношению к жесткому диску перекрытия для колонны К1 (каркас 1).

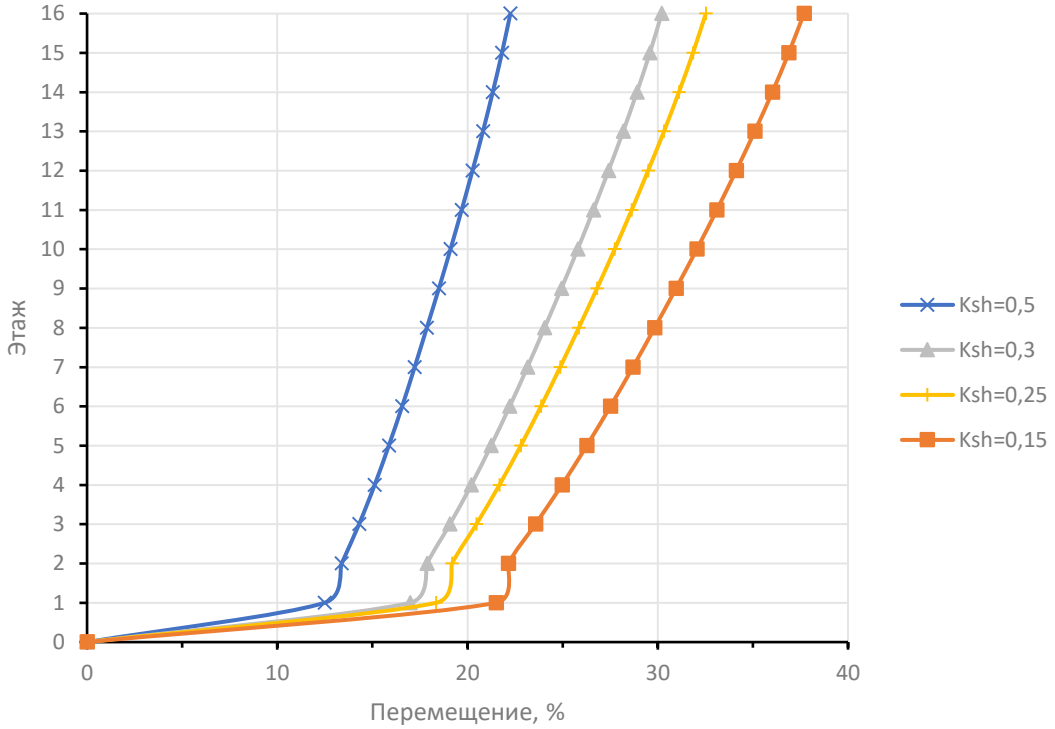


Рисунок 5.4 – Графики перемещений каркаса по отношению к жесткому диску перекрытия для колонны К2 (каркас 1).

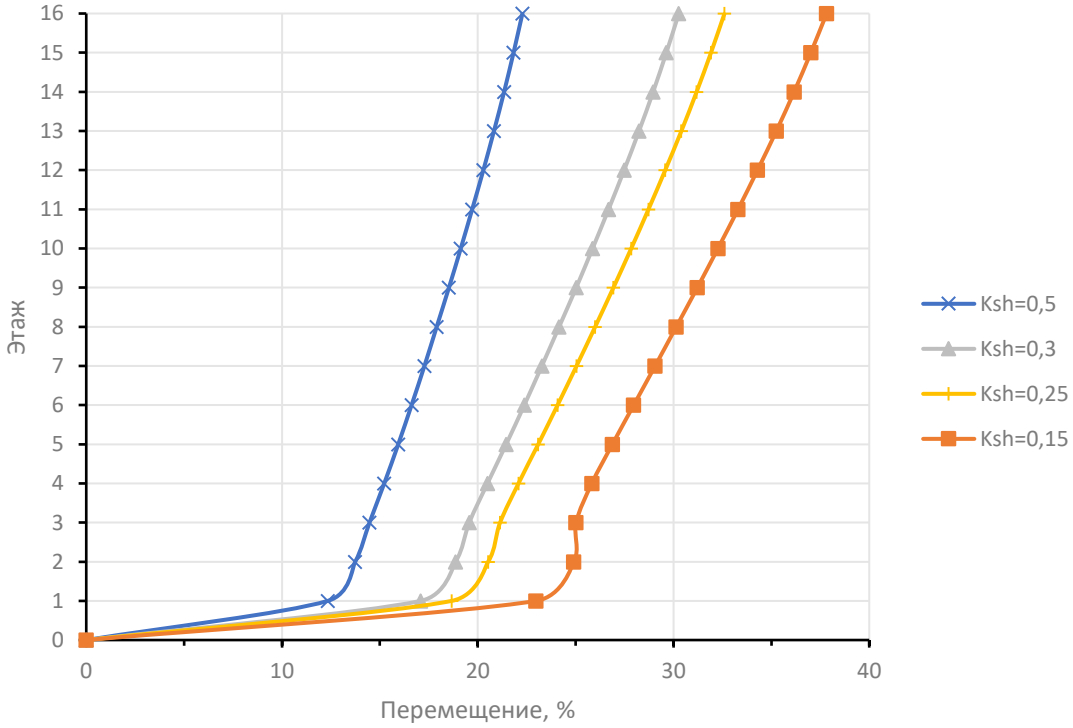


Рисунок 5.5 – Графики перемещений каркаса по отношению к жесткому диску перекрытия для колонны К4 (каркас 1).

Из диаграммы на рисунке 5.6 видно, что с уменьшением жесткости перекрытия вертикальные усилия в колоннах от горизонтальной нагрузки уменьшаются и составляют от 50 до 5 % от усилий для каркаса с жестким перекрытием и в большей степени воспринимаются диафрагмами жесткости. В колоннах, расположенных в середине пролета диска перекрытия, между диафрагмами жесткости, усилия от горизонтальных нагрузок снижаются практически на 100 % от первоначальных при жестком перекрытии.

Изгибающие моменты в колоннах первого этажа при этом возрастают от 5 до 15 % (см. рисунок 5.7), что вызвано более высокой деформативностью диска перекрытия. Поперечные силы также возрастают, на 5-15 % (см. рисунок 5.8), однако в крайней колонне К1 они практически не изменяются вследствие малого консольного вылета перекрытия относительно элементов жесткости.

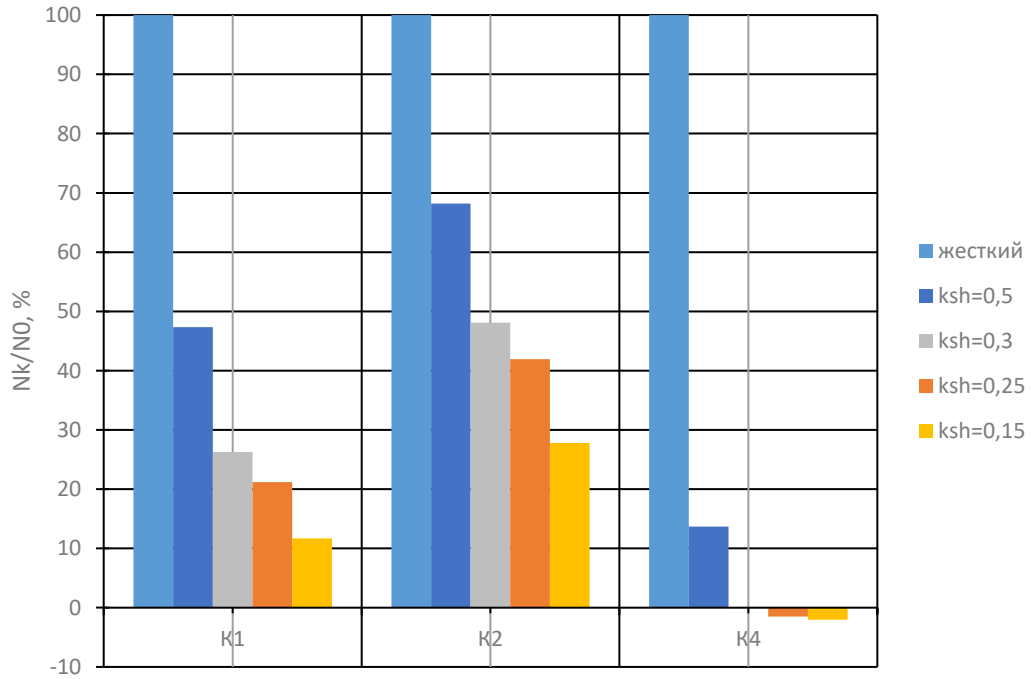


Рисунок 5.6 – Диаграмма относительных усилий N в колоннах каркаса (каркас 1).

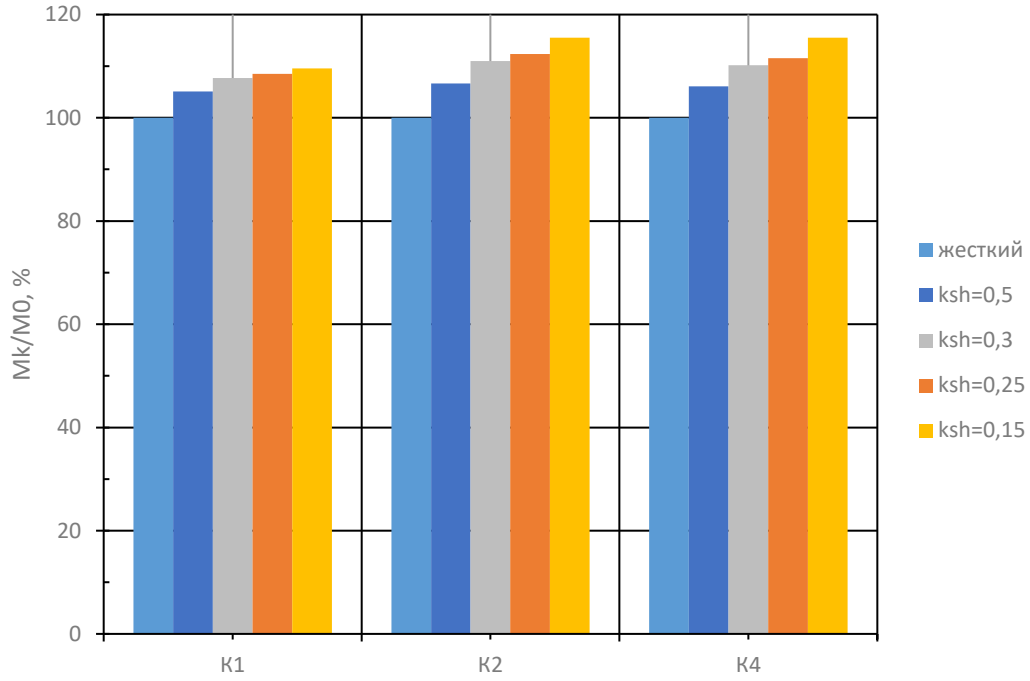


Рисунок 5.7 – Диаграмма относительных усилий M в колоннах каркаса (каркас 1).

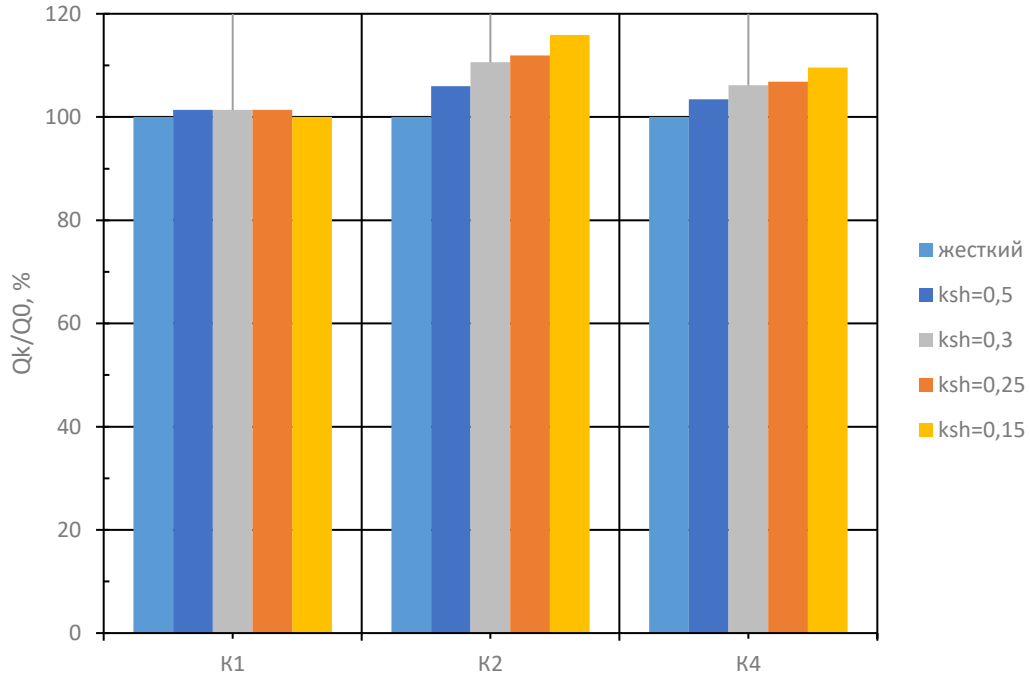


Рисунок 5.8 – Диаграмма относительных усилий Q в колоннах каркаса (каркас 1).

По диаграмме на рисунке 5.9 видно, что моменты в вертикальных элементах жесткости возрастают на 7 - 15 %, что свидетельствует о перераспределении горизонтальных нагрузок на них, в том числе по высоте, а поперечные силы практически не изменяются (рисунок 5.10).

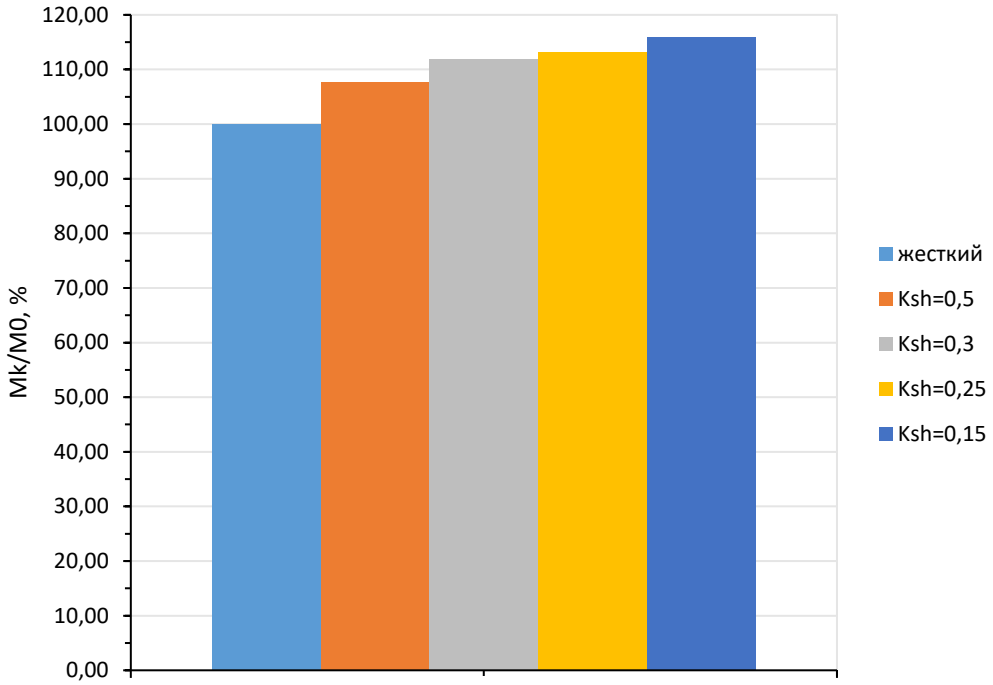


Рисунок 5.9 – Диаграмма относительных усилий M в диафрагмах жесткости каркаса (каркас 1).

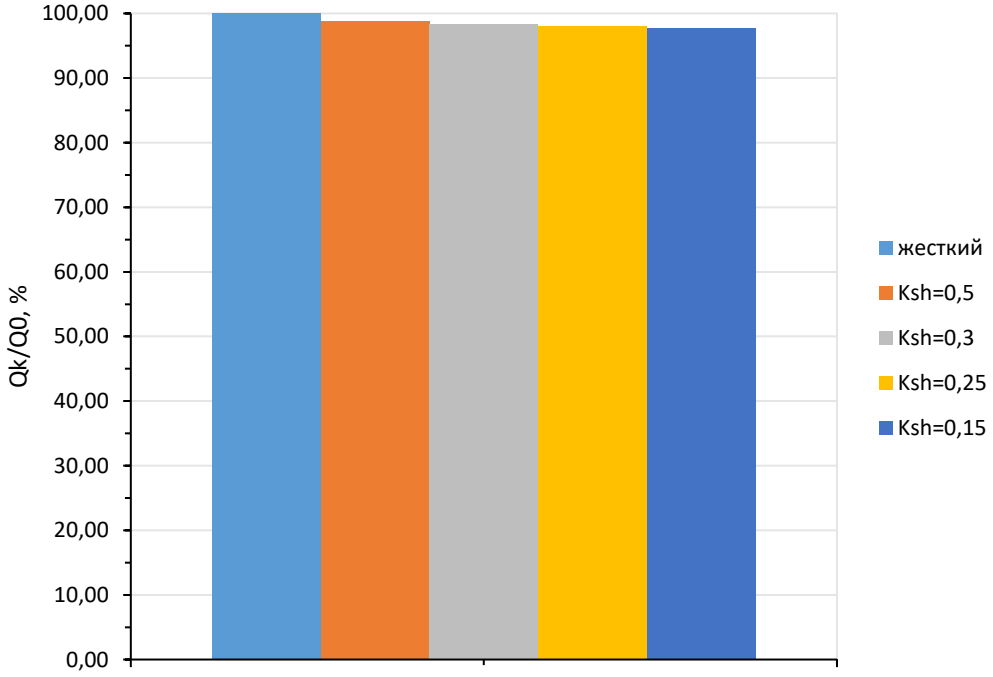


Рисунок 5.10 – Диаграмма относительных усилий Q в диафрагмах жесткости каркаса (каркас 1).

По графикам рисунков 5.11 - 5.15 относительное увеличение перемещений каркаса при различных коэффициентах снижения жесткости по отношению к перемещениям каркаса с жесткими перекрытиями для несимметричного в плане каркаса (каркас 2) составило от 12 % при качественно замоноличенных всех швах (k_{sh} = 0,5) до 33 % при некачественно замоноличенных продольных швах (k_{sh} = 0,15). Аналогично, как и для симметричного в плане каркаса (каркас 1), прирост перемещений по этажам неодинаков. Для колонн, стоящих в одном ряду с диафрагмами жесткости, а особенно выражено для колонн в середине дисков перекрытий, увеличение относительных перемещений на нижних этажах (1-2) больше, чем для последующих двух-трех этажей.

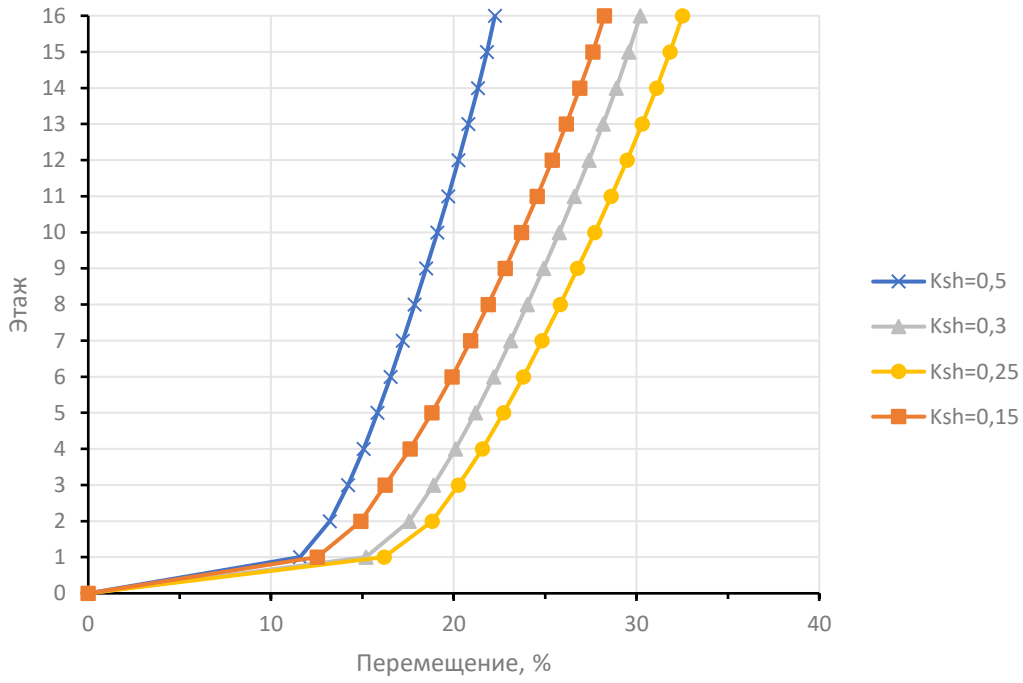


Рисунок 5.11 – Графики перемещений каркаса по отношению к жесткому диску перекрытия для колонны К1 (каркас 2).

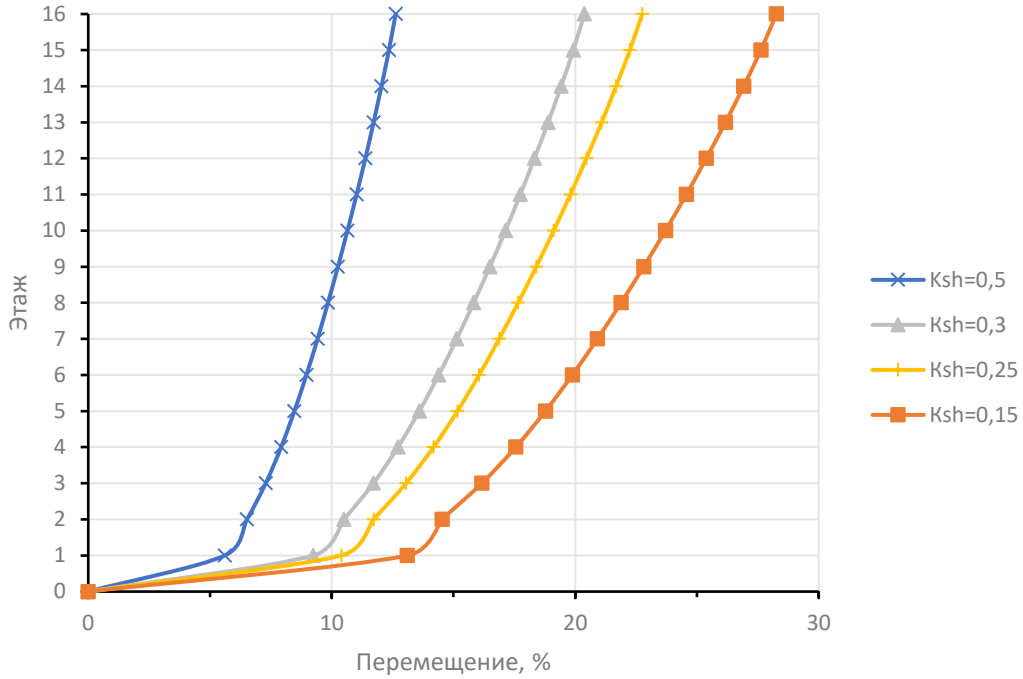


Рисунок 5.12 – Графики перемещений каркаса по отношению к жесткому диску перекрытия для колонны К2 (каркас 2).

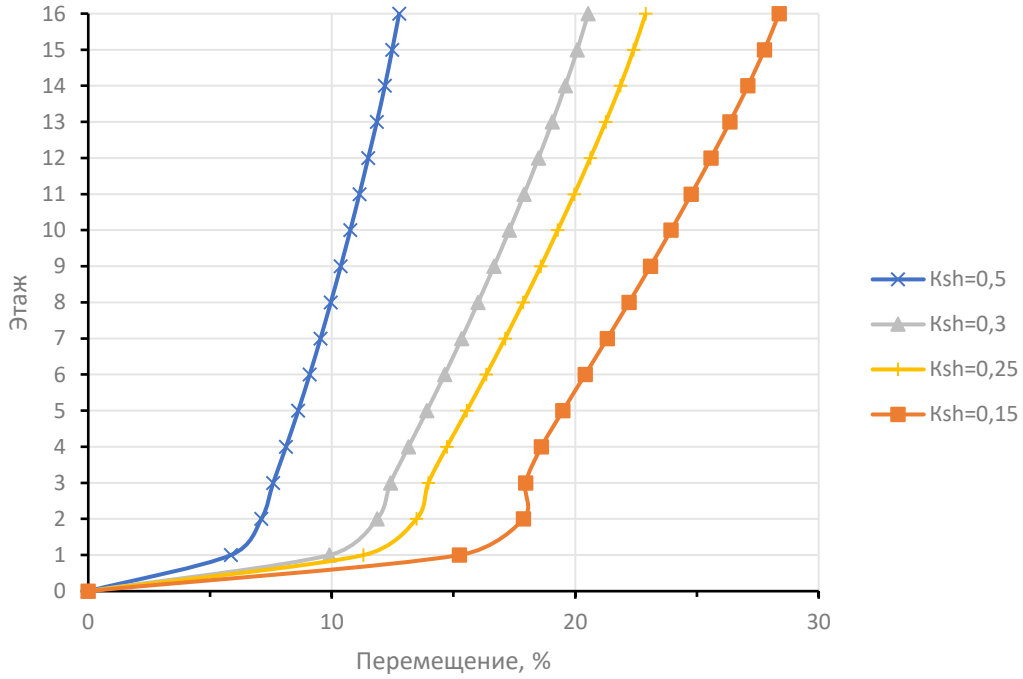


Рисунок 5.13 – Графики перемещений каркаса по отношению к жесткому диску перекрытия для колонны К4 (каркас 2).

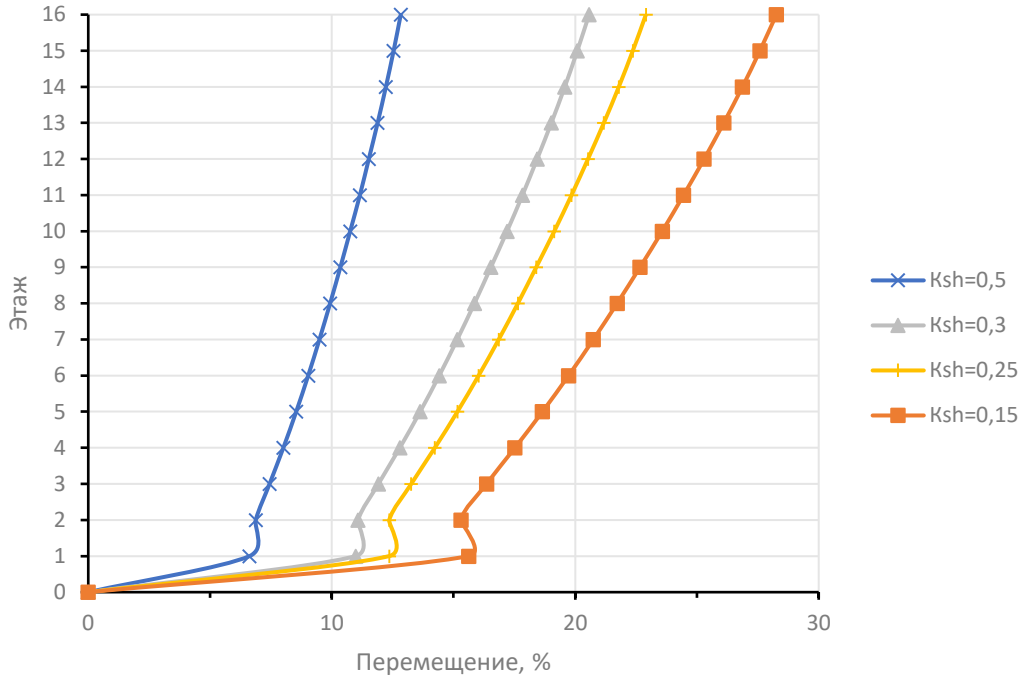


Рисунок 5.14 – Графики перемещений каркаса по отношению к жесткому диску перекрытия для колонны К6 (каркас 2).

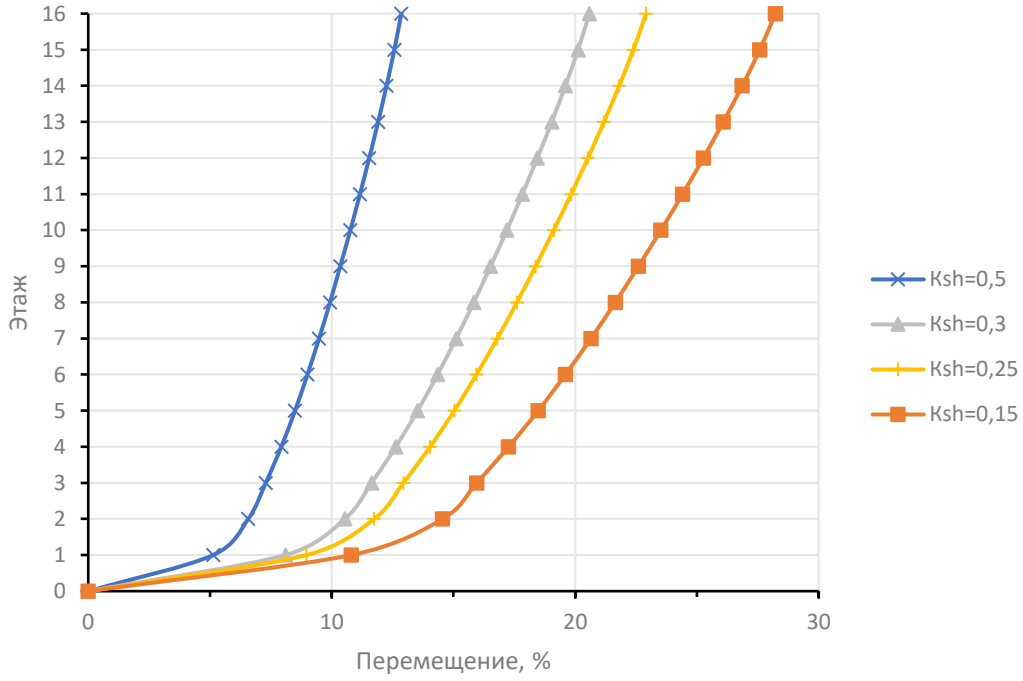


Рисунок 5.15 – Графики перемещений каркаса по отношению к жесткому диску перекрытия для колонны К7 (каркас 2).

Из диаграммы на рисунке 5.16 видно, что с уменьшением жесткости перекрытия вертикальные усилия в колоннах от горизонтальной нагрузки падают и составляют от 97 до 22 % от усилий в каркасе с жесткими перекрытиями и в большей степени воспринимаются диафрагмами жесткости. В крайних колоннах, где ширина диска перекрытия минимальная, снижение усилий меньше, чем в других колоннах.

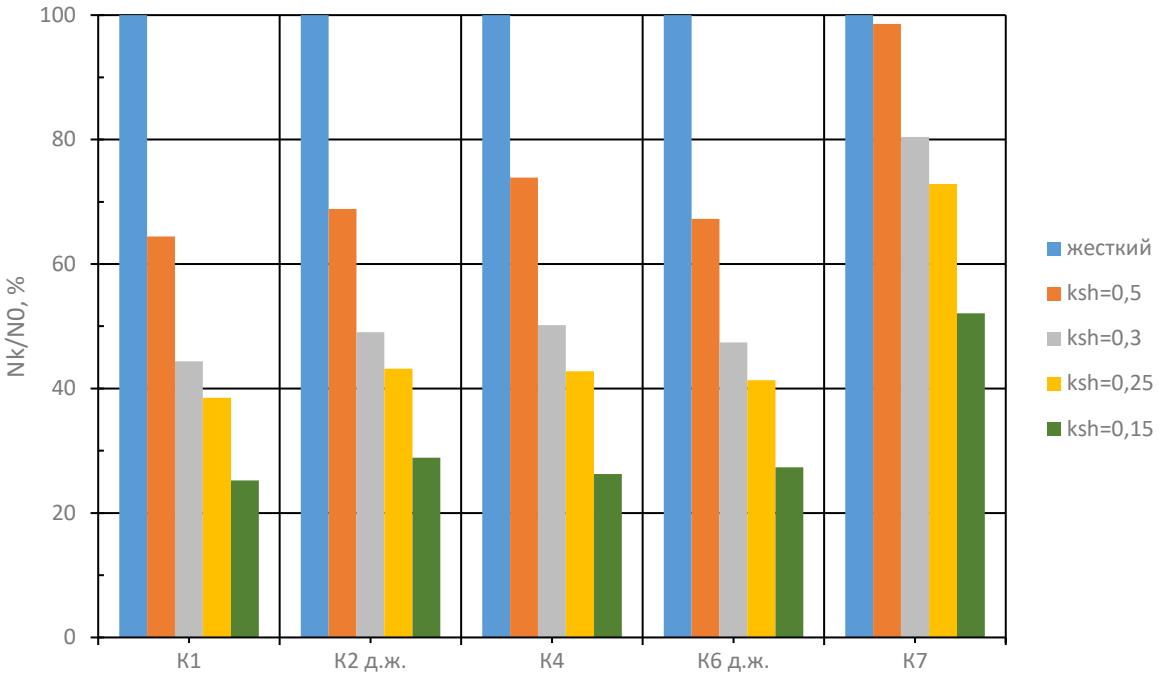


Рисунок 5.16 – Диаграмма относительных усилий N в колоннах каркаса (каркас 2).

Изгибающие моменты в колоннах первого этажа при этом, аналогично как и в каркасе 1, возрастают от 4 до 16 % (см. рисунок 5.17), что вызвано более высокой деформативностью диска перекрытия. Поперечные силы также возрастают, на 1,5-18 % (см. рисунок 5.18), и в основном увеличиваются в колоннах, состоящих с элементами жесткости в одном ряду. Для средней колонны увеличение поперечных сил незначительно и находится в пределах 1 - 3 %, а для крайней колонны со стороны меньшей ширины диска перекрытия они даже уменьшаются. Такое распределение поперечных усилий немного отличается от показанного выше в каркасе с симметричным расположением

элементов жесткости и обусловлено характеристиками диска перекрытия, который имеет разную ширину вдоль здания, и различными суммарными жесткостями вертикальных элементов на разных участках здания.

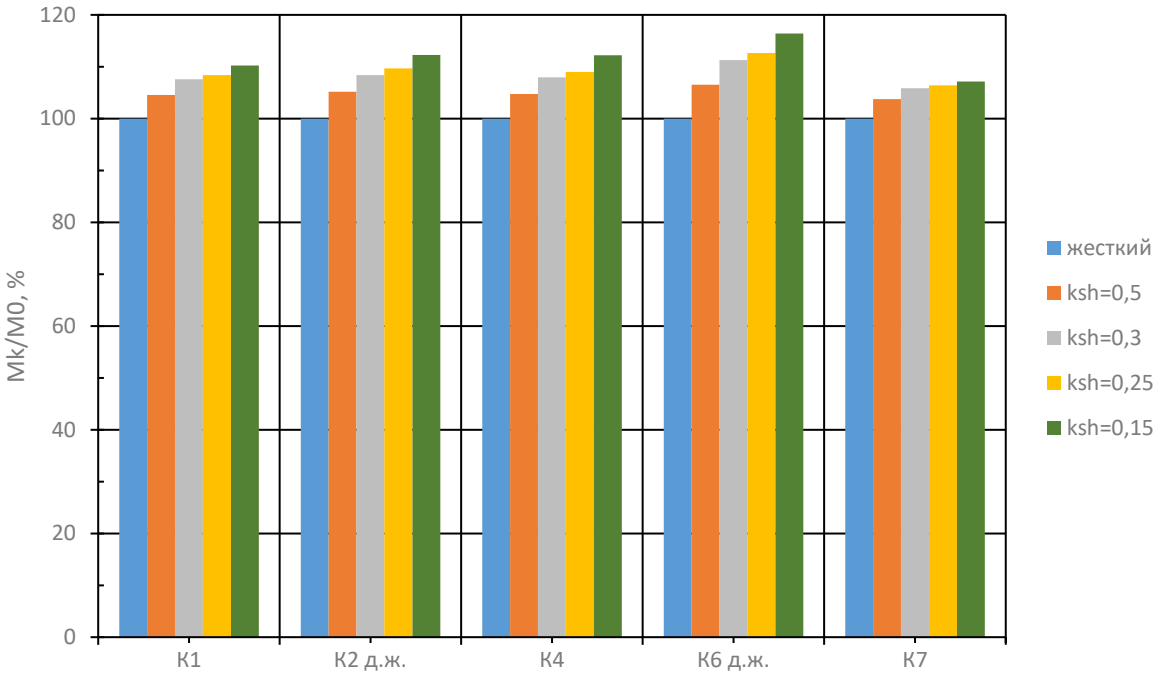


Рисунок 5.17 – Диаграмма относительных усилий M в колоннах каркаса (каркас 2).

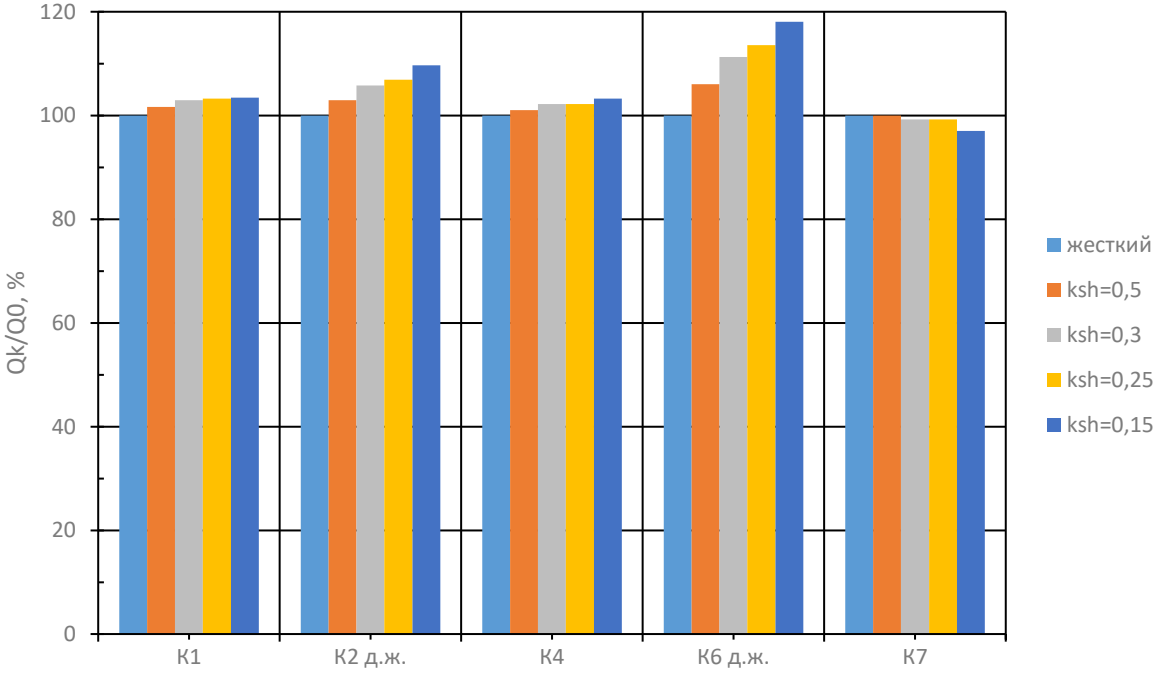


Рисунок 5.18 – Диаграмма относительных усилий Q в колоннах каркаса (каркас 2).

По диаграмме рисунка 5.19 видно, что моменты в вертикальных элементах жесткости возрастают до 20 % для ДЖ1 и ДЖ2 и до 80 % для ДЖ3, что свидетельствует о перераспределении горизонтальных нагрузок на них, в том числе по высоте. Поперечные силы в ДЖ1 немного возрастают на 1-3 %, для ДЖ2 уменьшаются до 20 %, а для ДЖ3 возрастают до 50 %.

Таким образом, на примере каркасов с симметричным и нессимметричным расположением вертикальных элементов жесткости, показано, что при учете податливости сборных перекрытий в каркасных системах происходит перераспределение внешних нагрузок на элементы каркаса и, соответственно усилий в них. Показано как качественное, так и количественное изменение напряженно-деформированного состояния сборного каркаса вследствие влияния жесткости перекрытия в своей плоскости на его работу и что необходимо учитывать при расчетах. Аналогичное перераспределение усилий в каркасных системах отмечалось и другими исследователями [10], а также для аналогичных каркасов [105, 108, 112, 134].

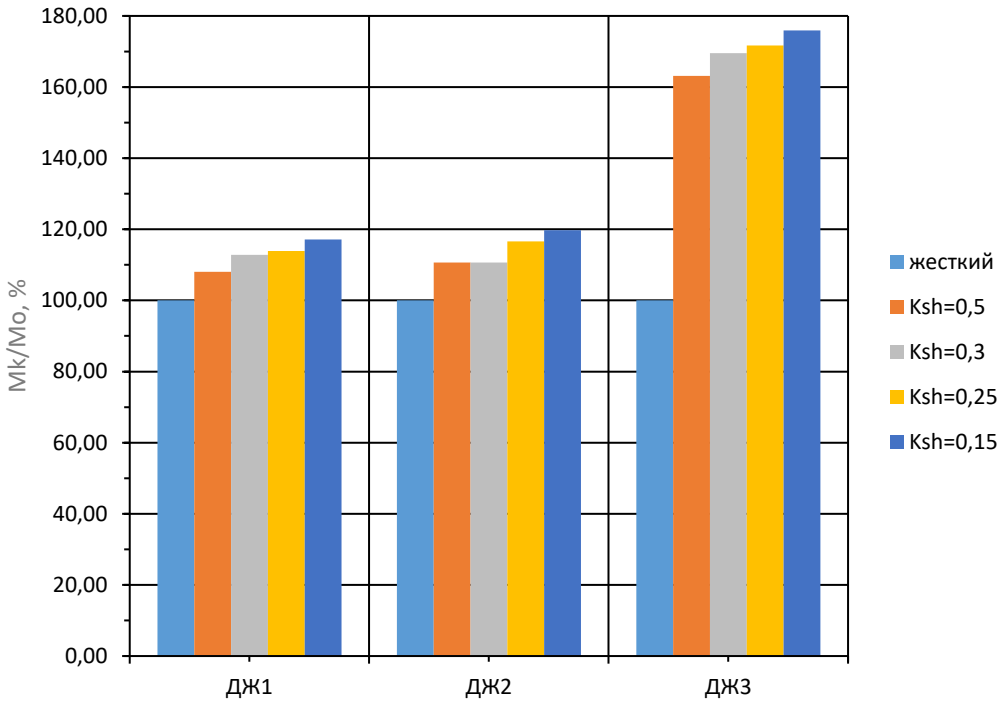


Рисунок 5.19 – Диаграмма относительных усилий М в диафрагмах жесткости каркаса (каркас 2).

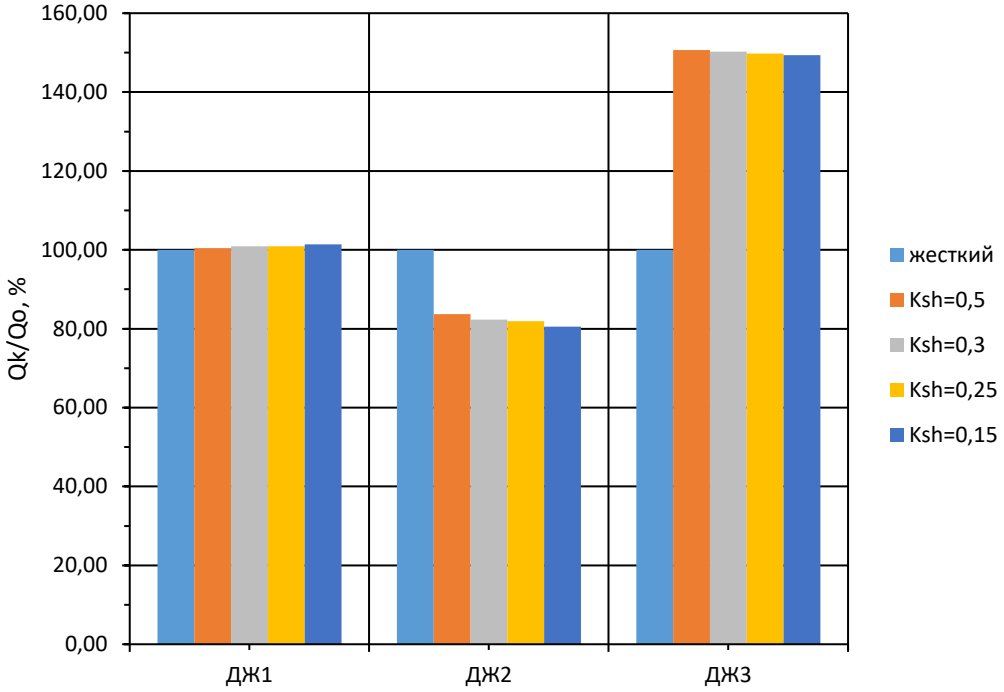


Рисунок 5.20 – Диаграмма относительных усилий Q в диафрагмах жесткости каркаса (каркас 2).

5.2 Выводы

Диски перекрытия из сборных железобетонных плит обладают повышенной деформативностью в своей плоскости за счет податливости швов. При качественном заполнении швов и устройства соединений по связевым плитам расчет изгибной жесткости диска перекрытия в своей плоскости только по геометрическим параметрам приводит к завышенным значениям.

Результаты расчета каркасов с применением разработанной методики показывают, что с уменьшением жесткости перекрытий при учете податливости швов, уменьшаются вертикальные усилия в колоннах от горизонтальных нагрузок, а моменты в колоннах и диафрагмах жесткости возрастают.

В связи с этим, необходимо обеспечивать прочностные и жесткостные характеристики диафрагм жесткости и колонн с учетом податливости дисков перекрытия для обеспечения их надежной работы на всех этапах жизненного цикла здания.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Исследования в области жесткости сборных дисков перекрытий (покрытий) и результаты многочисленных обследований эксплуатируемых многоэтажных и одноэтажных каркасных зданий из сборного железобетона свидетельствуют, что сборные диски перекрытия и покрытия в своей плоскости обладают существенной податливостью, которая возникает вследствие повышенной деформативности швов и сопряжений в зонах опирания плит на поддерживающие конструкции.

2. Повышенная деформативность торцевых и опорных сопряжений плит перекрытий возникает вследствие нарушения сплошности замоноличенных швов от переменного воздействия температур, действия временных и постоянных нагрузок при частичной работе на растяжение.

3. Выполненные экспериментальные исследования взаимодействия многопустотных плит по продольным швам подтвердили, что круглые замкнутые шпонки при работе на срез обеспечивают совместное деформирование плит после многократно-повторной вертикальной нагрузки, и не увеличивают податливость диска перекрытия в целом при горизонтальных воздействиях. Такие швы допускается считать абсолютно жесткими.

4. Для определения влияния соединений элементов в диске перекрытия из многопустотных плит на его деформативность в своей плоскости предложена пластинчато-стержневая модель, которая наиболее приемлемо отражает схему деформирования плит в составе диска перекрытия при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок, и разработана методика определения жесткости деформируемых связей в рассматриваемой модели.

5. При определении жесткостей стержневых элементов в пластинчато-стержневой модели следует учитывать пространственную работу: при замоноличенных торцевых швах необходимо учитывать возникновение распорных усилий от поворота плит, приводящих к деформированию рам каркаса и являющихся определяющим фактором для назначения жесткости стержней.

6. Сопоставление перемещений, полученных на моделях ячеек перекрытия на основе пластинчато-стержневой модели с учетом различного состояния швов, с результатами экспериментальных исследований деформативности натурных фрагментов ячеек перекрытий показало удовлетворительную сходимость.

7. Разработана методика определения понижающих коэффициентов к интегральной жесткости сборного перекрытия в своей плоскости при формировании расчетной пространственной модели многоэтажных каркасных зданий с учетом фактического состояния сопряжений элементов сборного перекрытия.

8. Учет податливости сборных перекрытий с учетом фактического состояния узловых сопряжений позволяет более адекватно отражать распределение усилий между несущими элементами каркасной системы и может использоваться проектировщиками как при проектировании, так и при обследовании зданий с каркасной конструктивной системой.

9. Применение уточненных моделей для расчета каркасов, которые учитывают податливость соединений между элементами перекрытий, предоставляет более широкие возможности для оценки количественного и качественного перераспределения усилий между элементами каркаса. Это представляет особенную актуальность для поиска резервов несущей способности элементов каркаса или принятия решения о необходимости усиления. При проектировании вновь возводимых зданий использование таких расчетных моделей позволяет повысить степень надежности конструктивных решений, а также оптимизировать экономические и эксплуатационные показатели, в том числе долговечность.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Айвазов, Р.Л. Жесткость железобетонных панелей на кручение и ее влияние на напряженно-деформированное состояние сборной плиты, опертой по контуру: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 / Айвазов Рубен Левонович. – Москва: МИСИ, 1980. – 22 с.
2. Айвазов, Р.Л. Проектирование многопустотных панелей на действие поперечных изгибающих моментов и перерезывающих сил, вызванных совместной работой панелей в составе перекрытия / Р.Л.Айвазов, В.Г.Крамарь, К.М.Арзуманян. -1982. - Деп. во ВНИИС N3101.
3. Айзенберг, Я.М. Распределение горизонтальной сейсмической нагрузки между вертикальными диафрагмами здания: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Айзенберг Яков Моисеевич. -Москва , 1961. -18с.
4. Айзенберг, Я.М. Распределение сейсмической нагрузки между стенами бескаркасных зданий /Я.М.Айзенберг //Строительная механика и расчет сооружений, -1960, -N3..
5. Александров, А. Расчетная модель многоэтажного здания на основе метода конечных элементов и некоторые результаты ее применения /А.Александров, Н.Шапошников, Г.Мануйлов и др. //III Международный симпозиум 41 МСС: сб. тр. -М.: ЦНИИЭП жилища. -1976. -N43.
6. Аншин, Л.З. Исследование работы вертикальных диафрагм жесткости с учетом жесткости перемычек / Л.З.Аншин. – В кн. Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. - М.: Стройиздат, 1971. – С.102-107.
7. Арзуманян, К.М. О совм. работе многопуст. панелей в перекр. при неравномерном нагружении /К.М.Арзуманян, Р.Л.Айвазов, В.Г.Крамарь //В кн. Повыш. эффективности и качества бетона и железобетона: Сб. тр. к IX Всесоюз. конф. по бетону и железобетону, Ташкент, май 1983г.; под научн. ред. Т.Г.Маркарян. - Ереван:Айастан, 1983. 132с.

8. Асанбеков, Х.А. Исследование работы замоноличенных сборных железобетонных перекрытий сейсмостойких жилых зданий /Х.А. Асанбеков // В кн. Методы расчета зданий и сооружений на сейсмостойкость. - М.: Госстройиздат, 1958. 155 с.
9. Байков, В.Н. Совместная работа железобетонных плит в сборном настиле при продольных полосовых нагрузках /В.Н.Байков, К.М.Кочунов, В.А.Шевченко // Бюллетень технической информации САКБ, – М.: АПУ Мосгорисполкома. – 1958, – №2.
10. Байнатов, Ж.Б. Влияние податливости перекрытий на прочность многоэтажных каркасных зданий /Ж.Б.Байнатов, С.Ж.Багитова, Б.Танжариков, А.Даукенова //Наука и техника Казахстана, -2014, -N1-2. -С.22-26.
11. Бедов, А.И. Учет совместной работы железобетонных панелей в составе дисков покрытий и перекрытий /А.И.Бедов, В.А.Чистяков //Строит. и архитектура. - М.:ВНИИС Госстроя СССР. -1984. - вып.6. -С.2-7. (Инж.-теор. основы строительства: Экспресс инф. Сер.10)..
12. Бердичевский, Г.И. Предварительно-напряженные конструкции зданий и инженерных сооружений /Г.И. Бердичевский. –М.: Стройиздат, 1977. - 207с.
13. Блюгер, Ф.Г. Расчет соединений диафрагм жесткости с колоннами в каркасно-панельных зданиях /Ф.Г.Блюгер, И.А.Романова //Строительная механика и расчет сооружений, -1967. -N 2, С.7-9.
14. Бобришев, П.И. Влияние количества шпоночных связей на несущую способность образцов при сдвиге /П.И.Бобришев //Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений: сб. трудов. –М.: ЦНИИСК. 1970. С.148–154.
15. Бобришев, П.Н. Прочность и деформативность замоноличенных шпоночных соединений при переменных усилиях /П.Н.Бобришев,

Ю.Б.Морозов, Л.М.Усколовская //Исследование прочности, деформативности конструкций многоэтажных зданий. - М.: Стройиздат, 1973. -255с.

16. Буданов, В.И. Жесткость покрытий одноэтажных зданий при сейсмических воздействиях /В.И.Буданов //Промышленное строительство. -1967. -N5. -С.1-12.
17. Быбка, А. В. Деформативность межплитных швов в сборных перекрытиях из многопустотных плит / А. В. Быбка, Н. Н. Трекин, А. К. Никозов // Промышленное и гражданское строительство. – 2025. – № 6. – С. 58-64. – DOI 10.33622/0869-7019.2025.06.58-64.
18. Быбка, А.В. Учет податливости дисков перекрытий в пространственных расчетных моделях /А.В.Быбка, Д.А.Пименов //Совершенствование архитектурно-строительных и инженерных решений зданий и сооружений: Сб. научных трудов ОАО «ЦНИИПромзданий». –Москва: ОАО «ЦПП». 2011. –С.4-9.
19. Васильков, Б.С. Расчет сборных конструкций зданий с учетом податливости соединений /Б.С.Васильков, Н.М.Володин. -М.: Стройиздат, 1985. -144с.
20. Васильков, Б.С. Экспер.-теоретич. исследования податливости стыков на сдвиг между элементами сборной диафрагмы крупнопанельного здания /Б.С.Васильков, В.Н.Медведко, Т.К.Тринеева //Вопросы расч. строит. констр.: сб. трудов. –М.: ЦНИИСК, 1972. -С.62-66.
21. Васильков, Б.С. Экспериментально-теоретическое исследование жесткостных характеристик элементов сборных сооружений /Б.С.Васильков, И.Ш.Гагнидзе //Вопросы расчета строительных конструкций: сб. трудов. –М.: ЦНИИСК, 1972. –С.55–61.
22. Вишневеций, А.И. Совершенствование расчетных моделей каркасов многоэтажных зданий по результатам эксперимента: автореф. дис. …

канд. техн. наук: 05.23.01 /Вишневецкий Александр Исаакович. –Киев: НИИСК, 1984. –21 с.

23. Володин, Н.М. Влияние податливости соединений на жесткость сборных диафрагм унифицированного каркаса /Н.М.Володин //Строительная механика и расчет сооружений, -1979, -N1. –С.52-56.
24. Володин, Н.М. Работа сборных частей каркасно-панельных зданий: дис. … докт. техн. наук: 05.23.01 /Володин Николай Михайлович. Пенза, 1997. 464 с.
25. Вольфсон, Б.П. Вопросы развития методов расчета зданий как пространственных систем /Б.П.Вольфсон //Исследование зданий как пространственных систем: Труды ЦНИИСК. - Москва. -1975. - Вып.49. - С.5-12.
26. Гаранин, В.Н. Оптимизация ребристых железобетонных панелей с учетом их действительной работы в составе покрытий и перекрытий зданий: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Гаранин Виктор Николаевич. –Москва: МИСИ, 1977. –16 с.
27. Глушанков, А.Я. Совместная работа сборного железобетонного покрытия из типовых балок и плит /А.Я.Глушанков, Я.И.Гуревич, В.А.Клевцов и др. //Действительная работа несущих железобетонных конструкций производств. здан. и соор. –Москва: НИИЖБ, 1973. -С.4-17.
28. Додонов, М.И. Экспериментальное исследование моделей дисков перекрытий многоэтажных зданий /М.И.Додонов, И.Каландарбеков //Строительство и архитектура. Экспресс-информация. Серия 8. Раздел: Строит. констр. -1984. N8. -С.5-8.
29. Дроздов, П. Ф. Пространственная жесткость и устойчивость многоэтажных зданий различных конструктивных систем /П.Ф.Дроздов, В.И.Лишак //III Международный симпозиум 41-МСС: сб. трудов. Москва: ЦНИИЭП жилища, 1976. -N43. –С.20-25.

30. Дроздов, П.Ф. Влияние податливости перекрытий на пространственную работу несущей системы многоэтажного каркасно-панельного здания /П.Ф.Дроздов, Б.Б.Лалл //Строительная механика и расчет сооружений, -1969, -N6. С.12-15.
31. Дроздов, П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий. Издание 2-е перераб. и доп. /П.Ф.Дроздов. - М.: Стройиздат, 1977. -223с.
32. Дроздов, П.Ф. Некоторые особенности расчета 36-ти этажного здания нового типа /П.Ф.Дроздов, М.И.Додонов //Строительная механика и расчет сооружений. -1974, -N5. -С.61-64.
33. Дроздов, П.Ф. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов /П.Ф.Дроздов, М.И.Додонов, Л.Л.Паньшин, Р.Л.Саруханян. - М.: Стройиздат, 1986. 35с.
34. Дроздов, П.Ф. Проектирование крупнопанельных зданий /П.Ф.Дроздов, М.И.Себекин. - М.: Стройиздат, 1967. -416 с.
35. Дроздов, П.Ф. Сжатые растворные стыки /П.Ф.Дроздов, Ю.Н.Горшков, Л.Л.Паньшин //Жилищное строительство. –1975. -N6. –С.9–10.
36. Дроздова, И.П. Экспериментально-теоретические исследования влияния кручения перекрытий на распределение усилий в многоэтажном каркасном здании: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Дроздова Ирина Павловна. -М., 1979. - 20 с.
37. Дудышкина, Л.А. Дефекты несущих конструкций жилых зданий и методы их устранения /Л.А.Дудышкина. -М.: Стройиздат, 1978. - 8 с.
38. Дыховичный, А.А. К расчету сборно-монолитных железобетонных покрытий в эксплуатационной стадии работы /А.А.Дыховичный, В.И.Кретов //Строительная механика и расчет сооружений. –1974. N6. –С.11–14.

39. Дыховичный, Ю.А. Конструирование и расчет жилых и общественных зданий повышенной этажности /Ю.А.Дыховичный. - М.: Стройиздат, 1970. -248с.
40. Дыховичный, Ю.А. Сборный железобетонный унифицированный каркас /Ю.А.Дыховичный, В.А.Максименко. - М.: Стройиздат, 1985. -296с.
41. Егупов, В.К. Пространственные расчеты зданий /В.К.Егупов, Т.А.Командрина, В.Н.Голобородько. - Киев: Будівельник, 1976. -264с.
42. Журавлева, С.В. Прочность и деформативн. контактных зон сборных элементов перекрытий и их влияние на пространственную работу рамных каркасов многоэтажных зданий: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Журавлева Светлана Вячеславовна. -Киев, 1988. -161с.
43. Залесов, А.С. Расчет и конструирование монолитных каркасов с плоскими перекрытиями /А.С.Залесов, Е.А.Чистяков //Бетон и железобетон, -1998. -N3. С.14-15.
44. Зенкевич, О.К. Метод конечных элементов в технике /О.К.Зенкевич. - М.: Стройиздат, 1975. -541с.
45. Исследование работы дисков перекрытий каркасных зданий: отчет о НИР. -Москва: МНИИТЭП, 1972. - 161с.
46. Исследовать пространственную работу каркасов многоэтажных зданий межвидового назначения с ядрами жесткости и разработать рекомендации по проектированию: заключительный отчет. - М.: МИСИ, 1985.
47. Ищук, М.К. Учет работы дисков перекрытий при расчете зданий методом конечного элемента /М.К.Ищук //Исследования по строительным конструкциям: сб. научн. трудов; под ред. С. В. Полякова. - М.: ЦНИИСК. -1984. 185 с.
48. Казачевский, А.И. Исследование перераспределения усилий в сложных стержневых системах с учетом неупругих свойств железобетона

/А.И.Казачевский, С.М.Крылов //Совершенств. расчета статически неопределимых железобет констр. - М.: Стройиздат. -1968. -С.43-62.

49. Каландарбеков, И. Железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий из плит безопалубочного формования: дисс.. канд. техн. наук: 05.23.01 /Каландарбеков Имомербек. - М., 1985. -209с.
50. Калманок, А.С. Практические методы расчета многоэтажных зданий на горизонтальные нагрузки /А.С.Калманок // В кн. Вопросы расчета и конструирования жилых и общественных зданий со сборными элементами. -М.: Госстройиздат. -1958. -234с.
51. Калманок, А.С. Пространственная работа сборных многоэтажных зданий /А.С.Калманок. – М.: Госстройиздат, 1956. – 86 с.
52. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона /Н.И.Карпенко. - Москва: Стройиздат, 1996. - 414 с.
53. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами /Н.И.Карпенко. -М.: Стройиздат, 1976. -208с.
54. Кащеев, Г.В. Податливость стыков сборных железобетонных перекрытий каркасно-панельных зданий /Г.В.Кащеев, Н.М.Володин, В.С.Коровкин //Исследование зданий как пространственных систем: Тр. ЦНИИСК, вып. 49. - М.: ЦНИИСК. -1975.
55. Клевцов, В.А. Жесткость диска покрытия одноэтажных промышленных зданий при воздействии горизонтальных нагрузок /В.А.Клевцов, М.Г.Коревицкая, И.Б.Иозайтис, Г.С.Укялис //Проектирование промышл. предпр. -М.: Главпромстройпроект. -1971. -N5. - С.14-19.
56. Клевцов, В.А. Жесткость диска покрытия при натурных испытаниях производственного здания /В.А.Клевцов, М.Г.Коревицкая, Р.П.Баронас, А.П.Ревентас //Бетон и железобетон, -1991. -N10. -С.14-16.
57. Клевцов, В.А. О расчете диска покрытия с учетом его действительной жесткости /В.А.Клевцов, Б.М.Баканов //Совершенствование

конструктивных форм, методов расчета и проектирования железобетонных конструкций. -М.: НИИЖБ, 1983.

58. 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, серия 4. -М.:ВНИИС Госстроя СССР. -1984. -Вып.10.
59. Кобзарь, К. В. Совершенствование метода расчета вертикальных элементов жесткости железобетонных каркасных зданий: дис.. канд. техн. наук: 05.23.01 /Кобзарь Константин Владимирович. Москва, 2007. - 131 с.
60. Кодыш, Э.Н. К расчету одноэтажных промышленных зданий с учетом пространственной работы дисков покрытия /Э.Н.Кодыш, Н.Н.Трекин, А.В.Быбка //Современные проблемы совершенствования работы ж/д трансп.: Межвуз. сб. научн. тр. –М.: РГОТУПС, 2004. -С.306-311.
61. Кодыш, Э.Н. Расчет каркасных многоэтажных зданий в стадии монтажа /Э.Н.Кодыш, Л.М.Янкилевич //Материалы Всесоюзной с Международным участием школы-семинара молодых ученых и специалистов в области бетона и железобетона. – Иваново: НИИЖБ, 1989. - С.50-51.
62. Кодыш, Э.Н. Расчет связевых каркасов многоэтажных зданий в стадии монтажа /Э.Н.Кодыш, Л.М.Янкилевич //В кн. Железобетонные конструкции промышленных зданий. - М.: ЦНИИпромзданий, 1989. с. 179-191.
63. Косицын, Б.А. Статический расчет крупнопанельных и каркасных зданий /Б.А.Косицын. - М.: Стройиздат, 1971. -215с..
64. Краснощеков, Ю.В. Взаимодействие сборных настилов с натурными опорными элементами в железобетонных перекрытиях: автореф. дис. …

канд. техн. наук: 05.23.01 /Краснощеков Юрий Васильевич. -М., 1976. - 18с.

65. Крылов, С.М. Экспериментальное исследование работы железобетонных перекрытий многоэтажных зданий: дисс. канд. техн. наук: 05.00.00 /Крылов Сергей Михайлович. - Моска, 1951. -222 с.
66. Кунь, В.А. Исследование продольных швов между плитами покрытий /В.А.Кунь, И.И.Лучко, В.Я.Швец и др. //Строительные материалы и конструкции, -1985, -№1.
67. Лалл, Б.Б. Исследование работы несущих систем многоэтажных зданий с учетом податливости дисков перекрытий: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Лалл Бипин Бихари. -М., 1970. - 4с.
68. Ларионов, С.Г. Испытание фрагмента перекрытия здания со связевым каркасом /С.Г.Ларионов. -М., 1994. -12с. - Деп. во ВНИИНТПИ, N11465.
69. Ларионов, С.Г. Исследование прочности и жесткости перекрытий зданий павильонного типа при горизонтальных нагрузках: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Ларионов Сергей Григорьевич. -Воронеж, 1995. - 25с.
70. Ларионов, С.Г. Исследование прочности и жесткости перекрытий зданий павильонного типа при горизонтальных нагрузках: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Ларионов Сергей Григорьевич. -Воронеж, 1995. - 189с.
71. Левин, С.Е. Пустотные балки-настилы с предварительно напряженной арматурой /С.Е.Левин, С.А.Дмитриев // В кн. Исследование обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. – М.: ЦНИИПС, 1949.
72. Лемыш, Л.Л. Расчет рам каркасов с учетом физич. и геометрической нелинейности, податливости узлов сопряжения сборных элементов и основания /Л.Л.Лемыш, О.В.Маргулис // Эффективные конструктивные

решения железобет. элементов многоэтажных промышленных зданий: Сбнаучных трудов ЦНИИПромзданий. – М., 1991. – С.151-168.

73. Лишак, В.И. Исследование деформативности и ползучести при сдвиге вертикальных шпоночных стыков крупнопанельных зданий /В.И.Лишак, М.Я.Щустерман //Исследование несущих бетонных и железобет. конструкций сборных многоэт. зданий. –М.: МНИИТЭП, 1980. –С.20-33.
74. Лишак, В.И. Совместная работа многопустотных преднапряженных плит /В.И.Лишак, Э.И.Киреева, В.В.Саарян //Бетон и железобетон. -1987. -N1. –С.29-31.
75. Мамин, А.Н. Сопротивление перекрытий из плит безопалубочного формования действию горизонтальной силы крутящего момента /А.Н.Мамин, Ю.Н.Карнет //Бетон и железобетон, -1987, -N1. -С.40-41.
76. Мамин, А.Н. Сопротивление перекрытий из плит безопалубочного формования кручению и деформированию в плоскости: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Мамин Александр Николаевич. Москва, 1986. -158с.
77. Михайлов, А.А. Новые данные о жесткостных параметрах сборных перекрытий /А.А.Михайлов //Сейсмостойкость гидротехнических и портовых сооружений Приморья: сб. трудов, часть II. - Владивосток. -1972. -С.73-78.
78. Никулин, А.В. Прочность и деформации связевого каркаса зданий павильонного типа при горизонтальных нагрузках /А.В.Никулин, С.Г.Ларионов //Инженерные проблемы современного железобетона: Сб. научн. статей. -Иваново:ИИСИ. -1995. -С.278-282.
79. Паньшин, Л.Л. О работе несущих систем зданий повышенной этажности с нелинейно деформируемыми связями сдвига /Л.Л.Паньшин //Строительная механика и расчет сооружений. -1969. -N6. -С.16-18.

80. Паньшин, Л.Л. Пространственная работа несущих конструкций многоэтажных зданий /Л.Л.Паньшин //Пространственная работа железобетонных конструкций: Сб. тр. МИСИ. - 1969. -N72 вып. 1. -С.36-41.
81. Паньшин, Л.Л. Расчет многоэтажных зданий как пространственной системы с учетом нелинейной деформации связей /Л.Л.Паньшин //В кн.: Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. -М.: Стройиздат. -1971.
82. Поляков, С.В. Влияние жесткости перекрытий на распределение усилий между несущими вертикальными и горизонтальными конструкциями здания /С.В.Поляков //Бетон и железобетон, -1968, -N8. -С.42-47.
83. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций. –М.: Стройиздат, 1984. –88с.
84. Рекомендации по расчету многоэтажных общественных зданий со связевым каркасом серии 1.020-1/83 с использованием УВК-АРМ-С. - ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов Госкомархитектуры. - М.: Стройиздат, 1989. - 44с.
85. Ржаницын, А.Р. Расчет оболочки каркаса высотной части Дворца культуры и науки в Варшаве на ветровую нагрузку /А.Р.Ржаницын, И.Е.Милейковский //Строительная промышленность, -1954, -N2. -С.24-28.
86. Ржаницын, А.Р. Теория составных стержней строительных конструкций /А.Р.Ржаницын. - М.: Стройиздат, 1948. -192с.
87. Саунин, В И. Влияние плит на несущую способность и жесткость ригелей /В.И.Саунин, В.С.Мартемьянов, В.А.Селиванов, В.А.Клевцов, Э.Н.Кодыш //Бетон и железобетон, -1981, -N5. -С.7-8.
88. Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов /Л.Сегерлинд. - М.: МИР, 1979. -392с.

89. Семченков, А.С. Пространственно-деформирующиеся сборные железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий: экспериментально-теоретич исследования, практич. методы расчета и проектирования: дис. … докт.. техн. наук: 05.23.01 /Семченков Алексей Степанович. -Москва, 1992. - 407с.
90. Семченков, А.С. Работа дисков перекрытий из настилов с продольными шпонками /А.С.Семченков, Б.И.Третьяков, А.Ф.Кутовой и др. //Бетон и железобетон. -1983. -N1. -С.35-36.
91. Серия 1.020.1-4 Конструкции рамного каркаса межвидового применения для многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий. М.:ЦНИИПромзданий, НИИЖБ, НИИСК,1986.
92. Серия 1.020-1/87 Конструкции каркаса межвидового применения для многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий. -М.: ЦНИИЭП, КИЕВЗ-1. -1990.
93. Серия 1.420.1-19 Конструкции каркаса многоэтажных производственных зданий с сеткой колонн 12х6 м для строительства в районах несейсмических и сейсмичностью 7 баллов. М.:ЦНИИПромзданий, НИИСК, НИИЖБ и др., 1988.
94. Складнев, Н.Н. Расчет связевого каркаса многоэтажных промзданий с ядрами жесткости по деформированной схеме /Н.Н.Складнев, В.В.Андреев, П.Д.Деминов //Совершенствование конструктивных систем произв. зданий: сб. статей. - М.: ЦНИИпромзданий. -1985.
95. Складнев, Н.Н. Совместная работа сборных железобетонных панелей в составе дисков покрытий и перекрытий /Н.Н.Складнев, А.И.Бедов, В.А.Чистяков //Расчет строительных конструкций и сооружений. М.: МИСИ, БТИСМ, 1983. –С.118–130.

96. Смирнов, О.Г. Расчет железобетонных конструкций каркасно-панельных зданий на устойчивость и по деформированной схеме: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Смирнов Олег Григорьевич. -М., 1973. - 165с.
97. Смирнов, С.Б. Метод расчета сборных перекрытий в стадии предельного равновесия с учетом сил трения /С.Б.Смирнов, Б.М.Сеитов //Строительная механика и расчет сооружений, -1986, -N5. -С.16-19.
98. Смирнов, С.Б. Об условии прочности контактных слоев и швов строительных материалов /С.Б.Смирнов, Б.М.Сеитов //Строительная механика и расчет сооружений. –1985. –N6. –С.31–33.
99. Сно, В.Е. Практические расчеты элементов дисков перекрытий и колонн связевого каркаса /В.Е.Сно //Жилищное строительство, -1974, -N7.
100. СП 356.1325800.2017. "Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий. Правила проектирования" [Электронный ресурс]. – Консорциум "Кодекс" [сайт]. – 2017. – Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/550558717 (дата обращения: 02.03.2025).
101. Суров, К.Л., Определение универсальных жесткостных параметров железобетонных конструкций /К.Л.Суров, Е.К.Нурмаганбетов //Бетон и железобетон, -1990, -N9. - С.18-19.
102. Темикеев, К. Исследования деформативности сборных железобетонных перекрытий в своей плоскости: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Темикеев Конушбек. - М., 1974. -212с.
103. Теория упругости: Краткий курс для инженеров-строителей /проф. Б. Н. Жемочкин, д-р техн. наук. -Москва: изд-во и типолит. № 1 Стройвоенмориздата, 1948. -240с.
104. Торкатюк, В. Горизонтальные диски жесткости многоэтажных каркасных зданий /В.Торкатюк //Жилищное строительство, -1972, -N10.

105. Трекин, Н. Н. Оценка влияния податливости сборных дисков перекрытий на работу каркаса многоэтажного здания / Н.Н.Трекин, А.В.Быбка, А.В.Ямалов // Научное обозрение. – 2017. – № 13. – С. 23-26.

106. Трекин, Н.Н. Влияние состояния межплитных швов перекрытий на деформативность многоэтажных связевых каркасов [Электронный ресурс] /Н.Н.Трекин, А.В.Быбка //Инженерный вестник Дона. 2026. N1. Режим доступа: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2026/10705.

107. Трекин, Н.Н. Моделирование податливых соединений плит сборных дисков перекрытий /Н.Н.Трекин, Э.Н.Кодыш, А.В. Быбка //Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений: Тезисы докладов VIII-го международного симпозиума /ФГБОУ ВО «Тамбовский государственный технический университет». –Тамбов: Изд-во ИП Чеснокова А.В. 2023. С.180-182.

108. Трекин, Н.Н. Пространственная работа дисков перекрытий из сборных железобетонных плит /Н.Н.Трекин, А.В.Быбка //Повышение качества среды жизнедеятельности города и сельских поселений архитектурно-строительными средствами: Сборник научных трудов. – Орел: Издательство ОрелГАУ, 2005. С.54-57.

109. Трекин, Н.Н. Пространственная работа несущих элементов каркасной системы с учетом нелинейности и податливости узловых сопряжений: дис. … докт. техн. наук: 05.23.01 /Трекин Николай Николаевич. -Москва, 2003. -421с.

110. Трекин, Н.Н. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций /Н.Н.Трекин, Э.Н.Кодыш. –М.: Ассоциация «Железобетон», ЦНИИПромзданий, 2002. –88с.

111. Трекин, Н.Н. Учет податливости дисков перекрытий в пространственых расчетных моделях /Н.Н.Трекин, Э.Н.Кодыш, А.В.Быбка, Д.А. Пименов //Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник

наукових праць (будівництво)/ Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. Вип. 74: В 2-х кн.: Книга 1. –Київ: ДП НДІБК. 2011. С.167-171.

112. Трекин, Н.Н. Учет податливости сборных дисков перекрытий при моделировании многоэтажных каркасных зданий /Н.Н.Трекин, А.В.Быбка //Международный строительный конгресс. Наука. Инновации. Цели. Строительство: Сборник тезисов докладов. Москва, 11–13 апреля 2023 года. Москва: АО «НИЦ «Строительство». 2023. С.158-159.
113. Трекин, Н.Н. Учет податливости сопряжений сборных железобетонных элементов при расчете многоэтажных каркасов /Н.Н.Трекин, А.В. Быбка //Современные проблемы расчета и проектирования железобетонных конструкций многоэтажных зданий: сборник докладов Международной научной конференции, посвященной 100-летию со дня рождения П.Ф.Дроздова /под ред. проф. А.Г. Тамразяна; М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет». Москва: МГСУ. 2013. С.256-263.
114. Устройство для усиления ригеля связевого каркаса [Текст]: Пат. RU 2324039 С2 Российская Федерация, МПК E04G 23/02 /Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Быбка А.В.; заявитель и патентообладатель: Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Быбка А.В. (RU); приоритет 24.04.2006; опубл. 10.05.2008, бюл. №13.
115. Фролов, П.Г. Расчет изгибаемых элементов с учетом действительных условий опирания /П.Г.Фролов //Снижение материалоемкости и трудоемкости строительных конструкций: сб. трудов. -Омск:СибАДИ. -1983. -9с.
116. Ханджи, В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом /В.В. Ханджи. – Москва: Стройиздат, 1977. – 187 с.

117. Хечумов, Р.А. Применение метода конечных элементов к расчету конструкций /Р.А.Хечумов, Х.Кеплер, В.И.Прокопьев. – М.: Изд. Ассоциации строительных вузов, 1994. -352с.

118. Чудновский, Н.Н. Исследование совместной работы элементов в сборных железобетонных покрытиях /Н.Н.Чудновский, В.А.Селиванов, В.С.Мартемьянов //Бетон и железобетон. –1970. –N1. –С.37–39.

119. Чудновский, Н.Н. Расчет сборных покрытий и перекрытий с учетом совместной работы плит и ригелей /Н.Н.Чудновский, В.А. Селиванов, В.С.Мартемьянов //Межотраслевые вопросы строительства. М.: ЦНИИС. –1968. N6. –С.21–28.

120. Шапошников, Н.Н. О построении автоматизированной системы по расчету зданий как пространственной системы /Н.Н.Шапошников, М.Мадмаров, В.А.Ожерельев //Строительная механика и расчет сооружений, -1984, -N3. -С.13-17.

121. Шапошников, Н.Н. Решение плоской задачи теории упругости при дискретной модели /Н.Н.Шапошников //В кн.: Строительная механика, вып. 274. - М.: МИИТ, 1968.

122. Швехман, М. Пространственная работа многоэтажных зданий /М.Швехман //Строительство и архитектура Москвы, -1967, -N1.

123. Шилов, Е.В. Влияние деформативности межплитных швов на совместную работу элементов сборных железобетонных настилов /Е.В.Шилов, И.М.Ивасюк //Снижение материалоемкости и трудоемкости строительных конструкций. Омск, 1983. –С.3–9.

124. Шилов, Е.В. Прочность и деформативность межплитных швов /Е.В.Шилов, И.М.Ивасюк //Бетон и железобетон. –1982. N8. –С.9–10.

125. Янкилевич, Л.М. Особенности работы железобетонных каркасов многоэтажных производственных зданий в стадии монтажа и учет при

проектировании: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 /Янкилевич Лев Михайлович. -М., 1990. -235с.

126. FIB Bulletin 43. Structural connections for precast concrete buildings: Guide to good practice prepared by Task Group 6.2. - FIB, February 2008. – 360 p. DOI:10.35789/fib.BULL.0043.
127. Ibrahim, I.S. Ultimate shear capacity and failure of shear key /I.S.Ibrahim, K.H.Padil, H.Mansoor //Malaysian Journal of Civil Engineering. - 2014. - 26(3). - P.414-430.
128. Löbel, L. Recherche experimentale sur la répartition transversale des chsrges pour un pont-dalle / L.Löbel, A.Popäescu // Annalex des Travaux Publics de belgique/ 1967. №5.
129. Mac Leod, I.A. Frame idealization for shear wall support sistems / I.A.Mac Leod, D.R.Green // Struct. Eng. -1973. -N2. -P.51-53.
130. Rizkalla, S.H. Multiple Shear Key Connections for Precast Shear Wall Panels /S.H.Rizkalla, R.L.Serrette, J.S.Heuvel, E.K.Attiogbe //PCI JOURNAL. - USA. -1989. -P.104–119.
131. Stroband, Ir.J The behaviour of a demountable floor /Ir.J. Stroband, J.JKolpa //Demountable concrete structures. A challenge of precast concrete. Proceedings of the international symposium, held at Rotterdam, The Netherlands, May 30-31, 1985. /Edition by H.W.Reinhardt, J.J.B.J.J.Bouvy. - Delf University Press. - 1985. -P.201-217.
132. Tassios, T.P. Concrete-to-concrete friction under cyclic loads /T.P. Tassios, E.N. Vintzeleou //Journal of Structural Engineering. -1987. -№4, Vol.113. - P.832-849.
133. Trekin, N. Account of compliance of precast disk of overlapping in the calculation of frames [Электронный ресурс] /N.Trekin, A.Bybka //XXVI International Scientific Conference "Construction the Formation of Living Environment" (FORM-2023). Tashkent city, Republic of Uzbekistan, Edited

by Ter-Martirosyan, A.; Bazarov, D.; E3S Web of Conferences. 2023. Volume 410. id.02019. Режим доступа: https://doi.org/10.1051/e3sconf/202341002019.

134. Trekin, N. Evaluation of the impact of compliance of precast discs of overlapping on the work of the frame of a multi-storey building [Электронный ресурс] /N.Trekin, E.Kodysh, A.Bybka, A. Yamalov, N.Konkov //XXII International Scientific Conference “Construction the Formation of Living Environment” (FORM-2019); E3S Web Conf. 2019. Volume 97. Режим доступа: https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704022.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Справки о внедрении результатов работ

ГИПРОКОН

№: И - 95 Дата: 27 января 2026 г.

119602, г. Москва, Гиляровского д.7
Тел.(495) 933 87 21e-mail: info@giprokon.com

Справка о внедрении

Результаты диссертационного исследования Быбки Александра Васильевича на тему **«Жесткость сборных железобетонных перекрытий многоэтажных каркасных зданий»** по специальности 2.1.1. «Строительные конструкции, здания и сооружения», предетавляют значительный интерес для практического применения и были применены при расчетах каркасных зданий из сборного железобетона в ходе научно-технического сопровождения проектирования на объектах, проектирование которых выполнялось ООО «Проектная организация «Гипрокон»:

- «Реконструкция здания Института экспериментальной кардиологии (строения 2, 6, 7, 8), второй пусковой комплекс» по адресу: 121552, Российская Федерация, г. Москва, ЗАО, ул. 3-я Черепковская, д. 15А;
- «Реконструкции объекта «Учебные корпуса федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Российская академия народного хозяйства и государственной службы при Президенте Российской Федерации» (г. Москва, проеп. Вернадского, д. 84, строения 1 и 2)». Учебный корпус № 6 (строение 2) - 2 этап»;
- «Реконструкция объекта «Учебные корпуса федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Российская академия народного хозяйства и государственной службы при Президенте Российской Федерации» (г. Москва, проеп. Вернадского, д. 84, строения 1 и 2)». Учебный корпус № 1 (строение 1)».

Применение результатов диссертационной работы при проектировании вышеуказанных объектов позволило уточнить напряженно-деформированное состояние элементов каркаса и, как выявить резервы в несущих элементах каркаса, так и перегруженные элементы, в частности, стены жесткости, которые потребовали усиления.

Генеральный директор
ООО «Проектная организация «Гипрокон»» **Батурина В.С.**

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО
«Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений – ЦНИИПромзданий» (АО «ЦНИИПромзданий»)
РФ, 127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, дом 46, корп. 2
Телефон: +7 (495) 482 45 06; факс +7 (495) 482 43 06
e-mail: cniipz@cniipz.ru; http://www.cniipz.ru
ОГРН 1027739344544, ИНН 7713006939/ КПП 771301001
29.01.2026 № 128/1-9

Справка о внедрении

Результаты диссертационного исследования Быбки Александра Васильевича на тему «**Жесткость сборных железобетонных перекрытий многоэтажных каркасных зданий**» по специальности 2.1.1. «Строительные конструкции, здания и сооружения», имеют практическое значение для расчетов сборных каркасов зданий, как при реальном проектировании реконструкции объектов, так и при обследовании. Результаты исследования были применены при выполнении расчетов каркасов в рамках обследования зданий:

- «Гостиница «Белград», г. Москва;
- «Административное здание ОСАО «Ингосстрах», г. Москва.

Применение разработанных положений диссертационной работы при расчете каркасов в составе обследования позволило выявить напряженно-деформированное состояние элементов каркаса с учетом фактического состояния дисков перекрытий и дифференцировано подойти к проектированию усиления на необходимых участках, в том числе минимизировать такое усиление.

Генеральный директор, к.т.н. Н.Г. Келасьев