

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



Маринина Дарья Александровна

**НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ
НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ
С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ СТЫКАМИ НА ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЯХ
С ГНУТЫМИ УГОЛКАМИ**

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
кандидат технических наук, доцент
Малахова Анна Николаевна

Москва – 2024

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ГЛАВА 1. Напряженно-деформированное состояние несущих конструкций крупнопанельных зданий - анализ состояния научной проблематики, цели и задачи исследования.....	12
1.1 Обзор нормативно-технических источников и материалов научных исследований, посвященных конструктивным решениям стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий.....	12
1.2. Обзор методик расчета, применяемых при проектировании крупнопанельных зданий, в том числе – стыков несущих конструкций.....	23
1.3. Отечественные и зарубежные исследования прочности и податливости стыков крупнопанельных зданий.....	44
1.4. Выводы по главе 1.....	57
ГЛАВА 2. Исследование методик определения податливости сварных вертикальных стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков.....	58
2.1. Аналитическая модель для расчета податливости вертикальных стыков на закладных деталях и ее особенности	58
2.2. Метод перемещений для расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях и его особенности.....	61
2.3. Сравнительное определение податливости вертикального стыка на закладных деталях с использованием соединительных элементов в виде гнутых уголков с различными геометрическими характеристиками.....	64
2.4. Расчет податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками, выполненный по основной аналитической модели и методом перемещений.....	68

2.5. Сравнительный расчет податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с применением соединительного элемента в виде прокатного и гнутого металлического уголков.....	71
2.6. Методика расчета сварных соединений.....	73
2.7. Численный анализ напряженно-деформированного состояния сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками.....	76
2.8. Выводы по главе 2.....	83
ГЛАВА 3. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния сварных вертикальных стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками.....	84
3.1. Цель и задачи экспериментального исследования.....	84
3.2. Программа экспериментального исследования.....	85
3.3. Конструктивные параметры опытных образцов.....	86
3.4. Методика проведения испытаний, приборы и оборудование.....	90
3.5. Результаты испытаний гнутых и прокатных уголков на растяжение и их анализ.....	94
3.6. Результаты испытаний гнутых и прокатных уголков на сдвиг и их анализ.....	108
3.7. Сравнительный анализ податливости опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками различной толщины, при растяжении и вертикальном сдвиге.....	116
3.8. Методика расчета податливости сварного вертикального стыка на закладных деталях с гнутыми уголками, разработанная с учетом экспериментальных данных.....	119
3.9. Компьютерная программа "New displacement" для расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками.....	122
3.10. Выводы по главе 3.....	125

ГЛАВА 4. Численный анализ напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и стыков на примере 25-этажного крупнопанельного здания с учетом полученных значений податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков	127
4.1. Описание программы.....	127
4.2. Цель и задачи компьютерного моделирования 25 – этажного крупнопанельного здания в программном комплексе Лира-САПР 2021.....	129
4.3. Характеристика здания.....	131
4.4. Характеристики расчетной схемы.....	133
4.5. Результаты расчета и их анализ.....	135
4.6. Сравнительный анализ усилий в сварных вертикальных стыках на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками.....	144
4.7. Проверка прочности сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков.....	147
4.8. Оценка напряженно-деформированного состояния несущих конструкций 25-этажного крупнопанельного жилого дома.....	147
4.9. Выбор и оптимизация конструктивных параметров сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми угоками.....	149
4.10. Выводы по главе 4.....	161
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	163
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	165
Приложение А. Результаты компьютерного моделирования напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и стыков крупнопанельного 25-этажного здания, воспринимающего горизонтальные нагрузки, соответствующие I, III, V ветровым районам.....	181
Приложение Б. Код программы «New displacement» для расчета податливости вертикальных стыков конструктивных элементов крупнопанельных зданий на закладных деталях.....	193
Приложение В. Свидетельство о государственной регистрации программы «New displacement».....	197

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертации. В конструкции сварных вертикальных стыков многоэтажных крупнопанельных зданий наибольшее распространение получили закладные детали с соединительными элементами из фасонного уголкового проката.

В настоящее время получило распространение конструктивное решение сварных вертикальных стыков с соединительными элементами в виде гнутых уголков, в том числе уголков, гнутых в построечных условиях из металлических пластин, как более технологичных в изготовлении и универсальности применения. Это связано с тем, что в таких накладках возможна коррекция их геометрии в построечных условиях, когда перпендикулярность сопряжения стеновых панелей здания обеспечивается с определенным допуском.

Практика применения таких вертикальных стыков при возведении крупнопанельных зданий показывает, что гнутые уголки характеризуются большей деформативностью, чем прокатные. Кроме того, в условиях строительной площадки не всегда удается соблюдать строго необходимые геометрические параметры закладных деталей. Эти факторы существенно сказываются на общей деформативности крупнопанельного здания. Учитывая общую тенденцию к увеличению этажности зданий исследования для обоснованного применения сварных вертикальных стыков с соединительными элементами в виде гнутых уголков являются актуальными.

Степень разработанности темы диссертации. Исследованиями стыков панельных зданий занимались отечественные и зарубежные ученые: Е. Горачек, В.В. Данель, И.И. Драгилов, В.А. Камейко, Г.В. Кашеев, Н.В. Морозов, Д. Пуме, В.Г. Цимблер, В. Chatveera, В.С. Jensen, А. Jackson, W. Hanson, J.P. Vella, R.L. Vollum, и др. Существенный вклад в разработку методик расчета панельных зданий внесли ученые: П.Ф. Дроздов, Ю.А. Дыховичный, В.И. Лишак, Л.Л. Паньшин, А.Р. Ржаницын, Г.А. Шапиро и др. В настоящее время предлагаются и исследуются новые конструктивные решения стыков для крупнопанельных зданий,

разрабатываются методики по их расчету. Но для сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами из гнутых металлических уголков отсутствует общепринятая методика расчета и конструктивные требования к выполнению стыка. Следует отметить, что для выполнения статического расчета крупнопанельных зданий необходимо располагать сведениями о податливости всех стыков здания. Податливость стыков оказывает влияние на НДС несущих элементов крупнопанельных конструктивных систем.

Цель диссертационной работы. Целью диссертационной работы является разработка методики расчета податливости сварных вертикальных стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков.

Применение данной методики позволит выполнять общий расчет крупнопанельного здания с вертикальными стыками на закладных деталях с гнутыми уголками, который в настоящее время не регламентируется действующими нормами по проектированию крупнопанельных конструктивных систем.

Задачи исследования:

1. Анализ существующих конструктивных решений вертикальных стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий, методик расчета податливости вертикальных стыков, обзор существующих подходов к расчету крупнопанельных конструктивных систем.

2. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния сварных вертикальных стыков крупнопанельных зданий на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков при горизонтальном растягивающем и вертикальном сдвигающем воздействии.

3. Сравнительный анализ значений податливости стыков с различными конструктивными параметрами соединительных элементов и видом напряженно-деформированного состояния, определенных по результатам экспериментальных исследований.

4. Разработка методики расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков на основе анализа результатов экспериментов.

5. Исследование напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и стыков крупнопанельного здания повышенной этажности с учетом повышенной податливости сварных вертикальных стыков.

6. Обоснование конструктивных параметров сварных вертикальных стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий на закладных деталях с гнутыми уголками.

Объект исследования - крупнопанельные здания повышенной этажности со сварными вертикальными стыками на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков.

Предмет исследования - податливость сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков.

Научно-техническая гипотеза:

Предполагается, что закладные детали вертикальных стыков крупнопанельного здания с гнутыми уголками обладают повышенной деформативностью по сравнению с закладными деталями с соединительными элементами из прокатных уголков вследствие различия геометрических характеристик и конструктивных решений, что приводит к изменению напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и стыков крупнопанельного здания.

Научная новизна работы состоит в следующем:

1. На основе теоретического анализа обоснованы различия в методах расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях и установлены новые зависимости для сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками.

2. Экспериментально получены характеристики сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками в виде

зависимости перемещений от величины вертикальной и горизонтальной статической нагрузки.

3. Вычислены значения податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками, а также представлены результаты их сравнительного анализа.

4. Установлены экспериментально обоснованные различия в механизме разрушения и деформирования сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков.

5. Экспериментально установлено, что гнутые уголки, из-за повышенной пластичности, увеличивают работоспособность сварных вертикальных стыков на закладных деталях при сдвиге по сравнению с прокатными уголками, поскольку перераспределяют напряжения в стыке, предотвращая возникновение предельных концентраций напряжений в сварных швах и разрушение сварных швов.

6. Разработана методика расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками для различных видов напряженного состояния, позволяющая выполнять общий расчет здания с вертикальными стыками на закладных деталях с гнутыми уголками.

7. Получены результаты численного исследования напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и стыков на примере крупнопанельного 25-этажного здания с вертикальными стыками на закладных деталях с гнутыми уголками с учетом полученных значений податливости.

Теоретическая значимость диссертационной работы.

1. Разработана методика определения податливости вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками для использования в расчетном анализе напряженно-деформированного состояния крупнопанельных зданий.

2. Установлены закономерности упругопластического деформирования соединительных элементов в виде гнутых и прокатных уголков в вертикальных стыках крупнопанельных зданий при различном напряженно-деформированном состоянии конструкций.

Практическая значимость диссертационной работы.

1. По предлагаемой методике расчета податливости сварных вертикальных стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков разработана программа «New displacement» для автоматизации расчетов податливости стыков.

2. Установлены область применения и конструктивные параметры сварных вертикальных стыков несущих элементов крупнопанельных зданий на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками.

Теоретическая и методологическая основа исследования. В работе применены рекомендуемые современными отечественными нормами проектирования способы расчета податливости стыков, основанные на методах теории упругости и методах строительной механики, в том числе реализованные на основе метода конечных элементов с учетом особенностей работы сборного железобетона. Компьютерное моделирование выполнялось в программных комплексах SCAD office и ЛИРА-САПР. Результаты теоретических исследований подтверждались удовлетворительной сходимостью с экспериментальными данными.

Основные положения, выносимые на защиту:

1. Результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния закладных деталей вертикальных стыков несущих конструкций крупнопанельного здания с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков.

2. Методику расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками.

3. Результаты сравнительного анализа податливости сварного вертикального стыка несущих конструкций крупнопанельного здания на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков.

4. Результаты исследования напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и стыков крупнопанельного здания повышенной этажности с полученными значениями податливости сварных вертикальных стыков.

5. Предложения по области применения и конструктивным параметрам сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками в крупнопанельных зданиях.

Достоверность результатов исследований основывается на использовании базовых гипотез строительной механики, теории упругости и теории железобетона; удовлетворительной сходимости полученных экспериментальных данных с результатами численных исследований.

Апробация работы. Основные положения диссертационной работы докладывались и обсуждались на конференциях в 2017 – 2019 годах:

–XX Международной межвузовской научно-практической конференции студентов, магистрантов, аспирантов и молодых ученых - «Строительство — формирование среды жизнедеятельности» (26–28 апреля 2017 г., Москва);

–The International Conference «Modelling and Methods of Structural Analysis» (MMSA-2019).

Также результаты работы докладывались на заседании секции «Кирпичные, блочные, панельные здания» НТС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» 17.09.2020 г.

Публикации. Материалы диссертации отражены в 12 статьях, из них 3 опубликованы в рецензируемых научных изданиях, рекомендуемых ВАК РФ, 2 статьи - Scopus. Предложенная автором компьютерная программа, позволяющая находить значения податливости вертикальных стыков на закладных деталях, защищена свидетельством о государственной регистрации № 2020613860 от 23.03.2020 года.

Структура диссертации. Диссертация состоит из Введения, 4 глав, Заключение, Списка литературы и 3 Приложений. Общий объем работы – 197 страниц, включая 85 рисунков и 30 таблиц, 17 страниц приложений. Количество источников использованной литературы – 150 шт., в том числе 39 шт. зарубежных источников.

Соответствие диссертации паспорту научной специальности: в соответствии с формулой специальности 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения в диссертации выполнены исследования и разработка в области расчета и конструирования сварного вертикального стыка на закладных деталях с соединительным элементом в виде гнутого уголка, обеспечивающие повышение эффективности в оценке напряженно-деформированного состояния крупнопанельных зданий с данным конструктивным решением. Полученные в диссертационном исследовании результаты соответствуют паспорту специальности в части:

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

Работа выполнена на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» НИУ МГСУ.

Экспериментальные исследования проводились на оборудовании экспертно-диагностической испытательной лаборатории строительных конструкций Научно-Исследовательского Института Экспериментальной Механики (НИИЭМ) НИУ МГСУ.

Автор благодарит научного руководителя к.т.н., доцента Малахову А. Н. и коллектив кафедры за оказанную помощь в подготовке данной работы, а также сотрудников лаборатории за их участие в проведении экспериментальных исследований.

Автор благодарит профессора, д.т.н. Кабанцева О.В. за ценные замечания и рекомендации.

ГЛАВА 1. Напряженно-деформированное состояние несущих конструкций крупнопанельных зданий - анализ состояния научной проблематики, цели и задачи исследования

1.1 Обзор нормативно-технических источников и материалов научных исследований, посвященных конструктивным решениям стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий

Первые в отечественной практике строительства опытные многоэтажные крупнопанельные бескаркасные дома были запроектированы и возведены Академией архитектуры СССР в творческом содружестве с трестом Магнитострой в г. Магнитогорске в 1949 г.

К девяностым годам прошлого столетия отечественное жилищное строительство в основном ориентировано на применение сборных железобетонных элементов здания, благодаря возможности их унификации и стандартизации, созданию строительных каталогов и типовых серий крупнопанельных жилых и общественных зданий, поэтому крупнопанельное домостроение занимает лидирующие позиции в области производства многоэтажных зданий [25].

Развитию технологии крупнопанельного домостроения послужили накопленные данные о фактической несущей способности стыков несущих конструкций панельных зданий и стеновых панелей [51], многочисленные теоретические и экспериментальные исследования, а также разработки в области оценки пространственной жесткости и устойчивости здания [11, 33, 36, 37, 52, 56 и др.].

Современные сборные жилые дома представляют собой сложные конструктивные пространственные системы. Отличительными особенностями конструирования крупнопанельных зданий на современном этапе являются:

- применение компьютерного анализа при расчете зданий;
- увеличение этажности и пролетов плит перекрытий зданий;
- повышение прочностных и деформационных характеристик материалов конструктивных элементов;

–разработка и внедрение новых конструктивных решений, в том числе стыков несущих элементов зданий.

Наиболее ответственной за эксплуатационные качества здания является конструкция стыка несущих элементов [19]. Стыковое соединение (стык) - место соединения конструктивных элементов, например, двух продолжающих одна другую конструкций. Чаще всего термин «стык» применяют, когда элементы типа панелей и плит соединяются боковыми гранями [97].

В современной практике крупнопанельного строительства применяется обширная номенклатура разновидностей вертикальных и горизонтальных стыков.

В результате проведенного аналитического исследования научной, нормативной и справочной литературы выделены следующие классификации стыков панельных зданий (рисунки 1.1, 1.2).



Рисунок 1.1 – Общая классификация стыков панельных зданий

На рисунке 1.3 показаны различные конструктивные решения вертикальных соединений между внутренними стенами крупнопанельных зданий: шпоночное соединение, соединение с использованием стальных закладных деталей и монолитное соединение [57]. Шпоночное соединение стеновых панелей может быть дополнено сваркой арматурных выпусков из стеновых панелей.

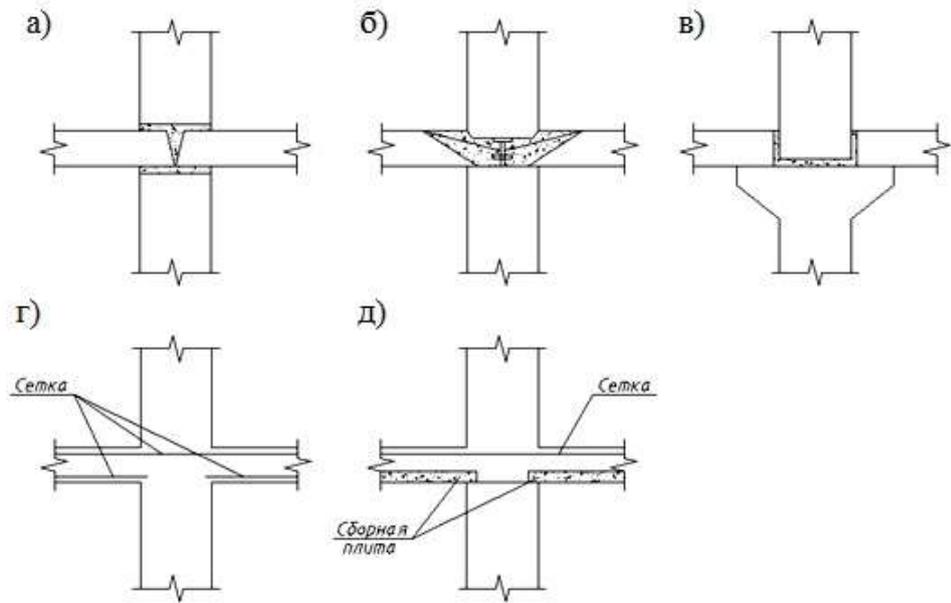


Рисунок 1.2 – Классификация горизонтальных стыков панельных зданий:
 а) платформенный, б) монолитный; в) контактный для полносборных зданий; г) контактный для монолитных зданий; д) контактный для сборно-монолитных зданий.

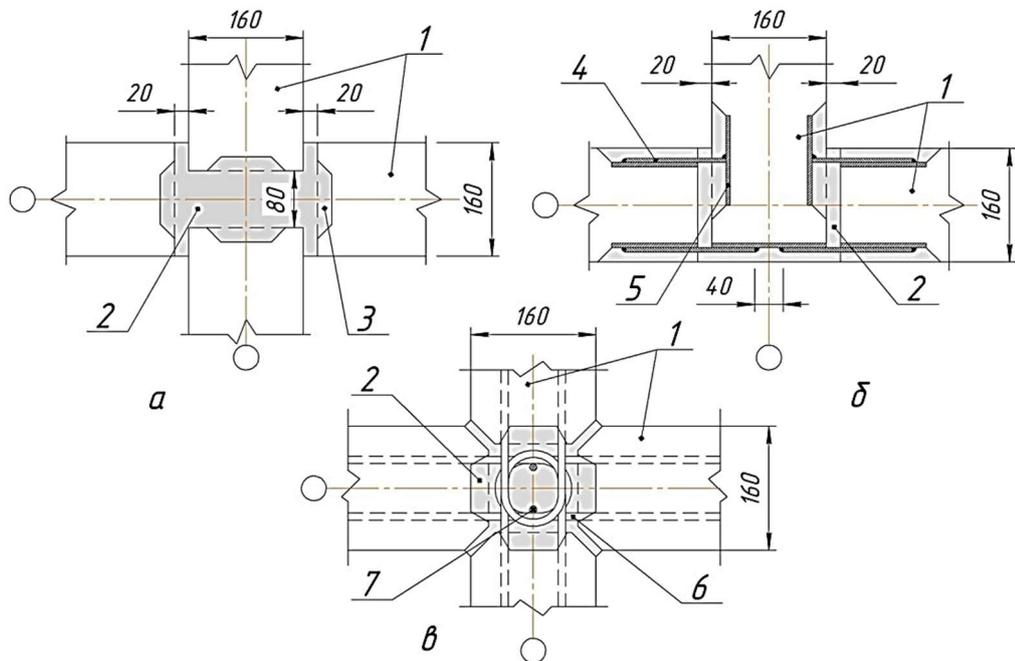


Рисунок 1.3 – Шпоночное соединение стеновых панелей (а), соединение на закладных (б), монолитное соединение стеновых панелей (в): 1 – стеновая панель, 2 – заполнение раствором, 3 – шпонка, 4 – соединительная пластина, 5 – закладная деталь, 6 – арматурные выпуски, 7 – вертикальные выпуски.

В соответствии с [89] вертикальные стыки крупнопанельных зданий рекомендуется проектировать в виде свариваемых арматурных выпусков; на закладных деталях; в виде замоноличенных бетоном арматурных петлевых выпусков, соединяемых без сварки; в виде болтовых соединений. Таким образом, в вертикальных стыках предусматриваются металлические горизонтальные связи, которые могут быть дополнены шпоночными соединениями.

В исследовании Н. Jesper и др. [125] показан различный характер деформирования вертикального стыка со шпоночным соединением стеновых панелей и вертикального стыка с монолитным неармированным соединением (рисунок 1.4).

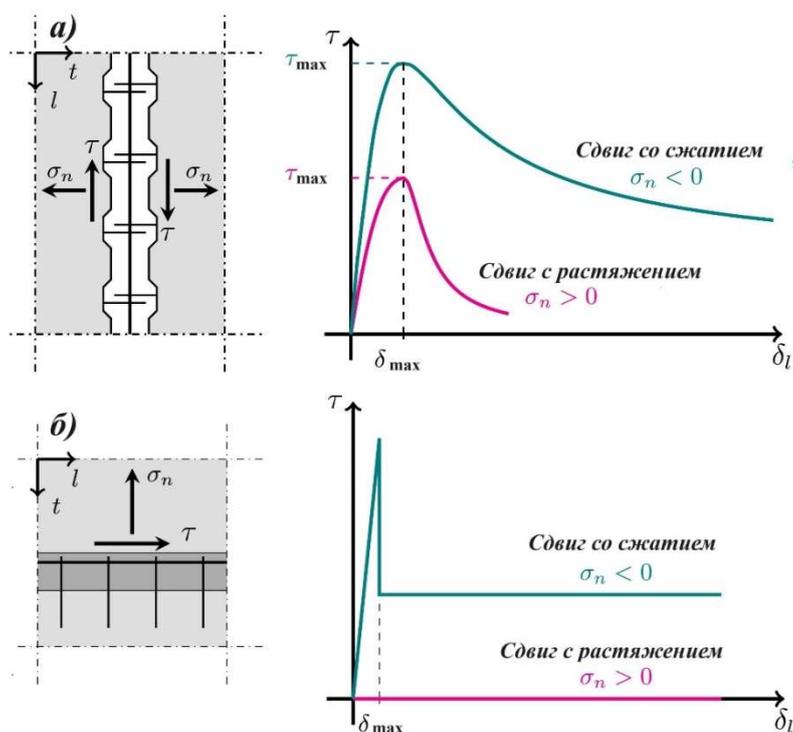


Рисунок 1.4 – Графики «Напряжение-деформация» - шпоночное соединение стеновых панелей (а), монолитное соединение стеновых панелей (б)

На рисунке 1.5 показаны конструктивные решения сварных вертикальных стыков стеновых панелей, выполняемых при помощи соединения арматурных выпусков и закладных деталей.

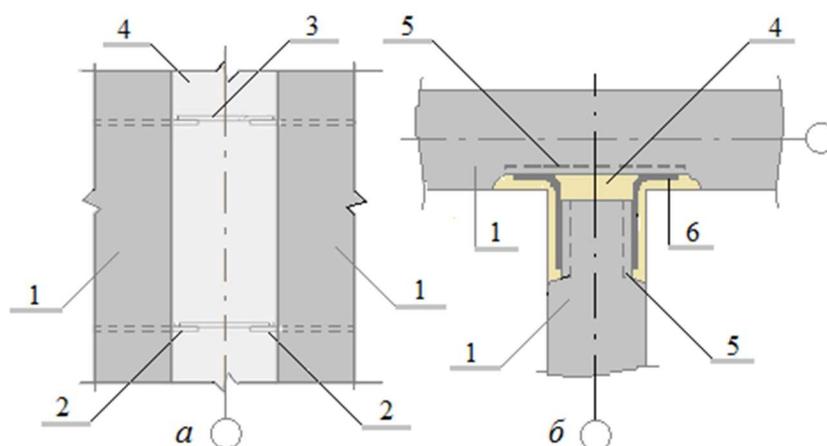


Рисунок 1.5 – Конструктивные решения сварных стыков стеновых панелей, выполняемых в виде свариваемых стальных арматурных выпусков (а), на закладных деталях (б): 1 – стеновые панели, 2 – арматурные выпуски из стеновых панелей, 3 – соединительный стержень на сварке, 4 – замоноличенный вертикальный стык между стеновыми панелями, 5 – закладные детали стеновых панелей, 6 – уголок, гнутый из металлической пластины.

Основным конструктивным вариантом сварных связей для вертикальных стыков современных крупнопанельных зданий является сварка накладками по закладным деталям. В качестве накладок могут быть использованы металлические пластины (рисунок 1.6), уголки из фасонного проката; уголки, гнутые из металлических пластин, либо сортовые гнутые уголки.

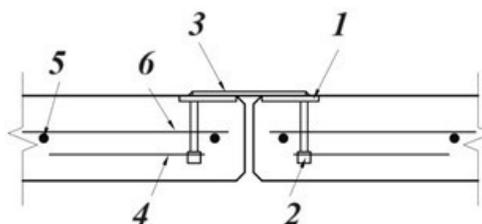


Рисунок 1.6 – Сварной вертикальный стык на закладных деталях с соединительным элементом в виде металлической пластины:

1 – закладная деталь стеновой панели, 2 – стержень закладной, 3 – соединительная пластина, 4, 6 – арматура стеновой панели, 5 – стеновая панель

На рисунке 1.7 показаны вертикальные стыки, выполненные с использованием замоноличиваемых бетоном арматурных петлевых выпусков, соединяемых без сварки вертикальными стыковыми стержнями.

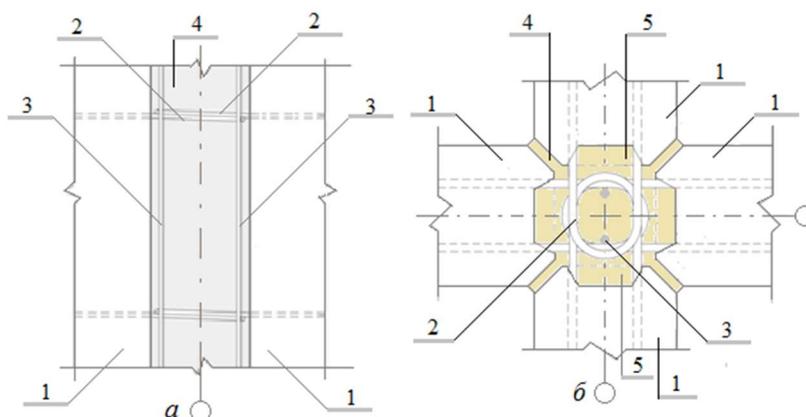


Рисунок 1.7 – Конструктивное решение стыков стеновых панелей, выполняемых с использованием замоноличиваемых бетоном арматурных петлевых выпусков, соединяемых без сварки (а) и монолитной железобетонной связи (б): 1 – стеновые панели, 2 – регулярно расположенные петлевые выпуски, 3 – вертикальные стыковые стержни, 4 – бетон замоноличивания стыка, 5 – шпонка.

Кроме соединения петлевых выпусков вертикальными стыковыми стержнями, показанного на рисунке 1.7 (а), в вертикальных стыках крупнопанельных зданий, построенных 70 - 80 годы прошлого века, петлевые выпуски могли сопрягаться с использованием накладных скоб. В соответствии с [57] было рекомендовано использовать данное конструктивное решение в зданиях высотой не более 12 этажей и в обычных условиях строительства по причине их высокой податливости по сравнению со сварными стыками на арматурных выпусках. В то же время умеренная податливость стыков без сварки может становиться преимуществом при использовании их для крупнопанельных зданий, строящихся при особых грунтовых условиях, при высокой сейсмичности территории строительства. Конструктивное решение стыка приведено на рисунке 1.7 (б). В [57] он отнесен к монолитным железобетонным связям, организация

которых возможна при высоком и контролируемом классе бетона замоноличивания.

Одним из вариантов конструктивного решения вертикального стыка несущих элементов крупнопанельных зданий является использование связей в виде бессварных гибких стальных петель с одновременным устройством в стыке шпоночных соединений. Однако, нормами на проектирование крупнопанельных зданий [89] рекомендуется использовать такие стыки в зданиях высотой не более 50 м при условии обеспечения общей пространственной жесткости и устойчивости конструктивной системы здания, а также восприятия действующих усилий в связях и несущих элементах. Несущая способность при соединении посредством петель на 5 % ниже, чем при сварных соединениях.

В работе [124] исследована прочность вертикальных стыков стеновых панелей на петлевых выпусках. Представлена программа испытаний, позволяющая определить зависимость разрушающей нагрузки от расстояния между петлевыми арматурными выпусками и количества поперечной арматуры.

В [57] описывается опыт применения болтовых соединений в вертикальных стыках крупнопанельных зданий в 70-80 годы прошлого века. Для организации болтового соединения в закладных деталях сопрягаемых стеновых панелей должны присутствовать болты, к которым крепятся соединительные пластины-накладки. Из-за люфта в отверстиях пластин-накладок, необходимого для выполнения монтажных работ, соединительные пластины-накладки включаются в работу стыка только после определенного деформирования бетона замоноличивания стыка. Использование болтовых соединений для вертикальных стыков в те годы было рекомендовано при возведении крупнопанельных зданий в суровых климатических условиях Крайнего Севера. В современных нормах [89] болтовое соединение также названо в числе рекомендуемых, но применение этого вида соединения продолжает оставаться весьма ограниченным.

В работе [116] представлены рекомендации по проектированию сборных стен на сдвиг, на основе выполненных экспериментальных исследований вертикальных стыков стеновых панелей. В качестве основных параметров,

определяющих жесткость стыка, были рассмотрены характеристики бетона и арматуры в зоне стыка, форма стыка и расположение арматуры.

Качество стыков крупнопанельных зданий определяют по различным параметрам (рисунок 1.8).



Рисунок 1.8 – Основные критерии качества стыков крупнопанельных зданий

В настоящее время, как в России, так и за рубежом, разрабатываются новые конструкции стыков крупнопанельных зданий, учитывающих опыт эксплуатации первых панельных зданий, кроме того, проводятся дополнительные исследования работы существующих конструктивных решений [65, 67, 104, 122, 127, 128, 129, 138, 141, 143, 148].

В работе [65] предложено конструктивное решение стыков вертикальных и горизонтальных несущих конструкций для домов повышенной этажности. По результатам экспериментального исследования было выявлено, что исчерпание несущей способности нового конструктивного решения стыка происходит вследствие разрушения основного сечения стеновой панели.

В работе [150] R. Zhang и A. Li разработали энергорассеивающие соединения для сборных зданий и провели сравнительные испытания сборных стен с предложенным решением энергорассеивающих соединений и с монолитными бетонными соединениями для проверки на сейсмическую нагрузку. Результаты

испытаний показали, что прочность предложенного решения сопоставима с прочностью монолитных стыков.

В работе [123], выполненной Jia-Xuan He и др. учеными, разработаны соединения сборных панелей при помощи болтовых соединений и угловой стальной рамы, предотвращающей возникновение локальных повреждений бетона, вызванных высокими напряжениями. Были проведены испытания двухэтажной сборной железобетонной конструкции, состоящей из четырех плит перекрытия, двух плит крыши и восьми стеновых панелей, соединенных предложенным ими способом с помощью стальных пластин и высокопрочных болтов. Результаты исследования показали высокие прочностные характеристики предложенного решения.

В исследовании [120] было предложено и проверено эффективное решение для соединения сборных конструкций с использованием болтовых соединений. Трехэтажная модель из сборного железобетона была испытана на встряхивающем столе в масштабе 1:2. Результаты показали, что использование высокопрочных болтов обеспечивает начальную жесткость и восприятие конструкциями динамических реакций, при этом сборные стены имели незначительные деформации, а соединения оставались пластичными. Однако плиты перекрытия показали значительные перемещения.

В исследовании [139] предложено новое конструктивное решение для соединения сборных железобетонных стен с использованием стального ключа для сдвига (SSK) с применением сварки. Результаты испытаний показали, что стены, снабженные SSK, обладают надежной жесткостью и несущей способностью, а также лучше рассеивают энергию по сравнению с обычными стенами.

В статье [145] представлены результаты экспериментов, проведенных на пяти сборных железобетонных стеновых панелях, а также описано поведение тестируемых элементов при изменении различных параметров. Полученные экспериментальные значения сопротивления стержней сдвигу значительно превысили значения, полученные при расчете по формулам из Еврокодом 2 [146].

В нормах различных стран имеются аналогичные конструктивные требования к связям конструктивных элементов панельных зданий.

В соответствии с Еврокодом 2 [146]:

–материалы стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий должны обладать запасом прочности и долговечности для работы в соответствии с результатами расчета на протяжении всего срока эксплуатации конструкции; иметь физическую и химическую совместимость, защиту от химических и физических воздействий, одинаковую огнестойкость с конструкцией.

–поверхности металлических креплений должны быть выполнены из коррозиестойчивых материалов, либо покрыты защитным составом;

–перед выполнением сварки обязательно выполняется проверка материала: отожженный или холодно-деформируемый;

–стыки должны обладать сопротивлением действию принятых в расчете нагрузок.

Изучение зарубежного опыта проектирования крупнопанельных зданий показало, что в Европе (Франция, Германия, Финляндия) и США в большей степени распространено применение условно жестких связей [4]. Данный вид соединений позволяет, благодаря более полному использованию совместной работы несущих конструкций, уменьшить напряжения в стыках. Однако, при неравномерных деформациях основания, климатических температурных воздействиях, усадке бетона элементов каркаса, чрезмерная жесткость стыковых соединений оказывается неблагоприятным фактором. Применение упругоподатливых связей, при тех же воздействиях, приводит к перераспределению усилий в несущей системе. Применение упругоподатливых связей характерно для отечественного опыта строительства крупнопанельных зданий.

Бетонные шпоночные соединения конструктивных элементов крупнопанельных зданий являются весьма хрупкими: появление трещины в наиболее напряженной шпонке многошпоночного соединения обычно приводит к разрушению всего соединения.

Железобетонное шпоночное соединение имеет упругопластический характер работы при сдвиге. Появление трещин в таком соединении приводит к перераспределению усилий сдвига между шпонками и к включению в работу арматурных связей или закладных деталей, находящихся в зоне стыка. Причем наличие в стыковом соединении закладных деталей или арматуры повышает сопротивление сдвигу и вносит качественное изменение в характер работы конструкции.

Использование металлических соединений (болты, закладные детали) для восприятия сдвигающих усилий позволяет уменьшить или свести к нулю объем монолитных работ, обеспечивает включение в работу связей сразу после их устройства, в то время как шпоночные соединения полноценно сопротивляются усилиям сдвига лишь после того, как бетон замоноличивания наберет расчетную прочность. Основным недостатком металлических соединений – увеличение расхода стали и необходимость покрытия металлических соединений антикоррозионным составом.

Naserpour и др. в работе [135] предложили конструктивное решение соединения вертикального стыка при помощи металлических рамок и болтов (рисунок 1.9). Результаты исследования показали, что металлические рамки увеличивают прочность стыка.

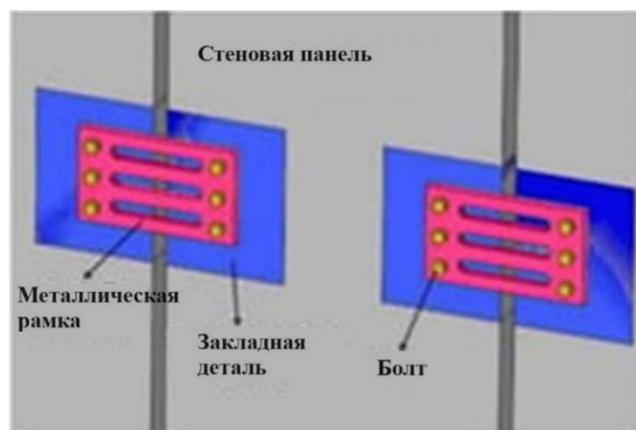


Рисунок 1.9 – Вертикальные соединения стеновых панелей при помощи металлических рамок

В статье [136] была изучена сборная конструкция, включающая в себя железобетонный каркас и наружные стеновые панели со специальными соединениями, в том числе стальными демпферами О-образной формы для восприятия сейсмических нагрузок.

В настоящей диссертационной работе исследуется сварной вертикальный стык стеновых панелей крупнопанельного здания, выполненный на закладных деталях. Проектирование стыка сводится к прочностному расчету соединительных элементов, закладных деталей и сварных швов.

Технология работ по сопряжению сборных элементов при помощи стальных закладных деталей аналогична технологии работ по сопряжению элементов металлических конструкций. Однако работа соединительных элементов и сварных швов в вертикальных стыках железобетонных панелей имеет свои особенности.

Применение сварки для соединения закладных деталей обуславливает определенные требования к их конструированию, такие как применение возможно наименьшего размера закладных, с целью уменьшения температурных деформаций при сварочных работах [17]. Нарушение технологии выполнения сварочных работ, может спровоцировать возникновение перегрева закладной детали, расширение металла и его коробление, что приводит к ослаблению сцепления между закладной деталью и бетоном, к возникновению трещин. В дальнейшем трещины, как правило закрываются и не оказывают влияния на работу железобетонной конструкции.

При кратковременном воздействии температура сварки не вызывает изменений в анкеровке деталей, не нарушает прочность бетона, поэтому ее не требуется учитывать при конструировании вертикальных стыков на закладных деталях [24].

1.2 Обзор методик расчета, применяемых при проектировании крупнопанельных зданий, в том числе – стыков несущих конструкций

Приведенные в настоящей работе методики по расчету и конструированию панельных зданий, рекомендуемые строительными нормами, пособиями,

справочными изданиями, создавались и создаются на основании результатов исследований, отраженных в научных отчетах, материалах диссертационных исследований, в научных статьях.

Среди них можно отметить работы Вахненко П.Ф., Хилобок В.Г. [11], Горачека Е., Дыховичного Ю.А. [36, 37], Дроздова П.Ф. [32, 33], Косицына Б.А. [52], Лишака В.И. [55, 56], Маклаковой Т.Г [57], Полякова С.В. [79, 80] и др.

Различные подходы к расчету крупнопанельных зданий предложены в работах Блажко В.П. [4-6], Данель В.В. [27-29], Колчунова В.И. [49], Соколова Б.С. [93-95], Шапиро Г.И. [106-108] и др.

На раннем этапе развития расчетов крупнопанельных зданий, расчет несущих конструкций выполняли для отдельных конструкций – простенков, плит перекрытий и т.д. Данный метод был предложен в Руководстве по проектированию жилых и общественных зданий с панельными и каркасно-панельными конструкциями, изданном в 1955 году Институтом строительной техники Академии архитектуры СССР [85].

В дальнейшем были разработаны рекомендации по расчету простенков, связанных между собой балками, перемычками и другими соединениями. Наибольшее распространение получили расчетные схемы в виде рам с ригелями и стойками конечной жесткости, а также в виде составных консольных балок, в которых вместо перемычек применяли шпонки. Расчет выполняли на нагрузки, которые находили по грузовым площадям. Пространственную систему здания расчленяли на ряд плоскостных систем.

Следующий этап развития расчетов связан с разработкой Указаний по проектированию конструкций крупнопанельных домов СН 321-65 в 1966 году [90], в которых рекомендовалось нагрузки, приходящиеся на различные простенки, распределять пропорционально их жесткостям, при этом учитывая влияние крутящего момента. Совместную работу продольных и поперечных стен необходимо было учитывать при наличии надежного взаимного соединения панелей.

В разработанной в 1978 г. инструкции по проектированию конструкций панельных жилых зданий ВСН 32-77 [8], рекомендовано использование пространственных расчетных схем, состоящих из различных систем: пластин, тонкостенных стержней, призматических оболочек, перекрестной системы. Для выполнения расчетов необходим ЭВМ. С целью упрощения расчета пространственную систему допускается разделять на части, каждая из которых рассчитывается независимо на приложенные непосредственно к ней нагрузки. При этом внешние нагрузки не вызывают кручения каждой выделенной части. При расчете выделенных частей применяют плоские и пространственные расчетные схемы. Для определения усилий в стыках несущих конструкций крупнопанельных зданий возможно использование расчетной схемы в виде составного стержня с непрерывными связями. В платформенных стыках здания, плиты перекрытия могут быть рассмотрены в качестве связей сдвига между сопряженными стенами.

Разработка инженерных методов расчета пространственных систем крупнопанельных зданий стала возможной после выполнения многочисленных исследований их работы на основе различных расчетных моделей.

Наибольшее распространение получила дискретно-континуальная модель и модель, составленная из тонкостенных стержней или призматических оболочек. Как правило, геометрические и жесткостные характеристики стержней принимаются одинаковыми по длине несущего элемента, либо изменяются при конечном числе ступеней. Основополагающей в данной области является теория составных стержней, разработанная Ржаницыным А.Р. [83]. В работах П.Ф. Дроздова [32, 33] теория составных стержней получила дальнейшее развитие.

П.Ф. Дроздов выделил следующие типы расчетных моделей несущих систем здания: дискретные, дискретно-континуальные, континуальные. В дискретных расчетных схемах силовые факторы или перемещения находят путем решения системы алгебраических уравнений, которые могут быть получены на основе методов сил, перемещений или смешанного метода. Дискретно-континуальные расчетные схемы основаны на рассмотрении неизвестных усилий или перемещений в одном из направлений (например, по высоте здания) в виде

непрерывных функций, а остальных параметров – в виде дискретных величин. Неизвестные параметры находят в результате решения краевой задачи для системы обыкновенных дифференциальных уравнений. В континуальных расчетных схемах здание моделируется в виде многослойной или толстостенной пластинки. Неизвестные параметры определяют при решении краевой задачи для системы дифференциальных уравнений в частных производных. В методике расчета пространственной стержневой системы, предложенной П.Ф. Дроздовым приняты допущения, которые связаны с особенностями сборных железобетонных конструкций (тонкостенность, прямоугольная форма сечения и др.), а также допущение о недеформируемости поперечного контура здания. Благодаря этому, из расчета исключено сопротивление отдельных вертикальных конструкций чистому кручению. Расчет был сведен к системе обыкновенных дифференциальных уравнений второго порядка с числом уравнений, равных числу вертикальных элементов. В результате расчета находят значения усилий в элементах конструкций от кручения для несущих систем, в которых связи не образуют в плане замкнутых контуров. На основании данных подходов, Паньшиным Л.Л. [75] разработан метод расчета многоэтажных зданий с учетом нелинейной деформации связей.

В работе [14] Володиным Н.М. рассмотрено влияние податливости вертикальных швов на перераспределение усилий в несущей системе здания и в отдельных диафрагмах.

В работе [56] Лишак В.И. приводит результаты анализа влияния жесткости связей на результаты расчета 8-этажного панельного дома при действии на него горизонтальных нагрузок, выполненного с использованием программы ПАРАД. За 100 % приняты прогибы и изгибающие моменты в системе при нулевой жесткости связей. При бесконечно большой жесткости связей прогибы уменьшаются до 30 %, а изгибающие моменты в наиболее жесткой стене – до 35 %. При реальной жесткости связей изгибающие моменты в наиболее жесткой стене снизились на 11% по сравнению с усилиями, найденными при нулевой жесткости связей. Пространственная система позволила уменьшить количество арматуры в

крупнопанельном доме, по сравнению с расчетом выполненном с использованием плоской расчетной схемы.

В работе [86] рассмотрен вопрос перераспределения усилий между наружными и внутренними стенами панельного здания. Разработанная для ЭВМ программа «ПУСК-2» позволила учитывать податливость стыков, а также постепенное нарастание прочности бетона и раствора стыков, стадийность возведения зданий, развитие деформации ползучести в элементах конструкций. В качестве закона деформирования материала стен принята линейная теория упруго-ползучего тела.

Дискретно-континуальная модель удобна при расчете крупнопанельных зданий с монотонной структурой несущих конструкций. При расчете зданий с переменной высотой этажа, меняющимся расположением проемов, при переменной жесткости и т. д. наиболее приемлема дискретная модель. В дискретных расчетных моделях несущие конструкции зданий аппроксимируются системами стержневых и плоских конечных элементов.

Исследования работы дискретной модели отражены в работах Андреева О.О. [1], Полякова С.В. [79, 80] и др.

В работе [1] представлены результаты расчета 36-этажного сборного каркасно-панельного дома и 25-этажного дома из монолитного железобетона, выполненные в разработанной программе, основанной на методе конечных элементов.

В работах Полякова С.В. [79, 80] предложен приближенный метод группировки жесткостей, который предполагает объединение нескольких стен и перекрытий в один расчетный элемент, в результате пространственная расчетная система заменяется упрощенной, состоящей из ограниченного количества вертикальных и горизонтальных стыков. В работе [79] приведены результаты сравнительного статического расчета на горизонтальные нагрузки несущих стен многоэтажных крупнопанельных зданий с проемами по методу конечных элементов и рамной аналогии. Результаты расчета в целом совпали. Различие в полученных данных обнаружено только в значениях перерезывающих сил

перемычек верхних этажей. В 4-х этажной диафрагме расхождение составило 27 %, с увеличением высоты здания значения выравнивались. В работе [80] рекомендован приближенный метод расчета протяженного здания при произвольном расположении нагрузок в плане и по высоте здания, учитывающий упругое основание и податливость связей в сборных несущих элементах. При расчете, система разделялась на две совместные. Первая состояла из двух плоских вертикальных конструкций (рамы, стены, диафрагмы), на которую опирались плиты перекрытия в виде консолей, расположенных с двух сторон от оси симметрии. Вторая система состояла из остальных плоских вертикальных конструкций.

В соответствии с нормами по проектированию крупнопанельных зданий [89] статический расчет конструктивных систем крупнопанельных зданий необходимо выполнять численными методами на объемной расчетной модели «здание-основание». Описание податливости (жесткости) стыков крупнопанельных зданий, в том числе вертикальных стыков панелей на закладных деталях, является необходимым условием моделирования расчетных схем.

В настоящее время, большинство исследований посвящены оценке напряженно-деформированного состояния с учетом нелинейности материалов конструктивных элементов зданий.

В работе Обозова В.И. [71] предложен метод расчета железобетонной диафрагмы на горизонтальную нагрузку. Суть метода состоит в том, что железобетонная диафрагма рассматривается как многоэтажная рама, а при расчете учитывают перераспределение усилий, которое возникает в результате пластических деформаций в ригелях-перемычках. В работе приведен пример расчета, который показал, что при уменьшении моментов в перемычках на 20%, вследствие пластических деформаций, происходит увеличение моментов в простенках диафрагм на 7,5 %.

В работе [149] выполнен нелинейный анализ методом конечных элементов с помощью программы ABAQUS для моделирования границы раздела и проверки надежности модели сборного железобетонного здания, согласно которому

максимальное боковое смещение, вызванное горизонтальным нагружением составило 0,64 мм.

Результаты численного моделирования с помощью программного обеспечения ABAQUS вертикальных стыков сборных стеновых панелей представлены в работе [143]. Из результатов следует, что деформация бетонной панели составляет 6,48 мм, что возможно вызвано разрывом границы между сборным железобетоном и монолитным бетоном соединения.

В работе [133] выполнено экспериментальное и численное исследование различных видов стыков, которое показало, что зависимость для учета трения между монолитным и сборным бетоном, описанная в европейском стандарте EN 1992-1-1, содержит значительные ошибки из-за несоответствия реальному механизму разрушения.

Различные способы моделирования стыков сборных конструкций в конечно-элементной модели предложены в работах [119, 126].

При выполнении обзора существующей научно-методической документации по расчету панельных зданий, была выявлена общая для различных рекомендаций особенность - учет работы вертикальных узлов сопряжения и платформенного стыка строительных конструкций, а также металлических связей между ними.

Среди предлагаемых подходов по расчету крупнопанельных зданий можно выделить два принципиальных направления:

1. Упрощенный подход к моделированию здания в виде составного стержня. Рекомендовано в расчетной схеме здания выполнять разделение стен на вертикальные несущие элементы по вертикальным стыкам и граням проемов. Перекрытия, сопряжения стен, надпроемные перемычки, являются связями между несущими элементами и предназначены для ограничения их перемещений по вертикали и горизонтали. При этом дискретные связи между несущими элементами необходимо заменять на эквивалентные им по жесткости непрерывными связями. Полосы, образующие несущие элементы составной системы принимаются непрерывными по высоте. Наличие податливых горизонтальных стыков панелей

учитывается введением непрерывного модуля деформации, который для i -й полосы определяется по формуле:

$$E = \frac{1}{\frac{1}{E_{\delta,i}} + \frac{\lambda_{c,i}}{h_{эм}}}, \text{ где} \quad (1.1)$$

$E_{\delta,i}$ - расчетный модуль упругости материала панели i -й полосы; $\lambda_{c,i}$ - коэффициент податливости при сжатии горизонтального растворного шва i -й полосы; $h_{эм}$ - высота этажа. Основным условием применения такой расчетной схемы является регулярность рассчитываемой схемы по высоте.

Данный подход предлагался в исследованиях 1938-1960 годов и соответствовал развитию науки и техники того времени.

2. Детальное конечно-элементное моделирование здания и стыков, включающее определение податливостей стыков здания в зависимости от напряженно-деформированного состояния.

Необходимо учитывать податливость участков плит перекрытия в зоне платформенного стыка, т.к модель состоит только из плоских элементов.

Жесткости связей по направлениям x, y, z глобальной системы координат определяются соответственно из поведения реальной конструкции при действии внешних нагрузок.

Согласно приведенной схеме соединения связей, жесткость каждой связи соответствует жесткости соответствующего участка стыка. Данный подход можно считать более точным в силу более детального моделирования, позволяющего учесть локальные эффекты, получить распределение напряжений и перемещений по каждому элементу здания.

В современной научной литературе, именно этот подход рекомендуется применять при расчете крупнопанельных зданий. При этом предлагаются различные способы вычисления податливости для платформенных стыков [49, 108 и др.].

Существуют различные методики определения податливости стыков несущих элементов крупнопанельных зданий.

На основании проведенного обзора, сделан вывод, что основная методика расчета податливости изложена в Пособии [74], в соответствии с которой, коэффициент податливости при сжатии соединения элементов находят в зависимости от конструктивного типа стыка.

Коэффициент податливости при сдвиге соединения двух сборных элементов λ_{τ} принимается равным сумме коэффициентов податливости для сечений, примыкающих к каждому из соединяемых элементов [89]:

$$\lambda_{\tau} = \lambda'_{\tau,m} + \lambda''_{\tau,m} + \lambda_{\tau,pl} \quad (1.2)$$

Расчет крупнопанельных зданий производится в несколько этапов.

В соответствии с п. 5 - 6 [89] алгоритм расчета панельных зданий следующий:

1. Комплексный расчет здания по предельным состояниям.

1.1. Расчет по предельным состояниям первой группы, приводящим к полной непригодности эксплуатации конструкций. Определяют напряженно-деформированное состояние и устойчивость конструктивной системы.

1.2. Расчет здания по предельным состояниям второй группы, затрудняющим нормальную эксплуатацию конструкций.

По результатам расчета на первом этапе, находят усилия и деформации, возникающие в основных несущих конструкциях, а также в стыках.

2. Конструктивные расчеты по прочности, трещиностойкости и деформациям несущих элементов конструктивной системы и узлов их сопряжений на основе усилий, найденных на первом этапе. По результатам указанных расчетов производится конструирование элементов и стыков с учетом требований действующих нормативных документов и настоящего свода правил.

3. Расчет крупнопанельных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения.

При расчете конструктивных систем крупнопанельных зданий необходимо учитывать податливость связей между несущими железобетонными элементами.

В соответствии с приложением А [89], коэффициент податливости соединений элементов несущих конструкций — это деформация соединения, вызванная единичной сосредоточенной или распределенной силой. Формулы определения коэффициента податливости для различных способов соединения в соответствии с [89] представлены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Формулы определения коэффициента податливости для различных способов соединения в соответствии с [89]

Способ соединения	Коэффициент податливости
Последовательная связь	$\lambda = \sum_{i=1}^n \lambda_i$
Параллельная связь	$\lambda = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{\lambda_i}}$
Смешанная связь	Необходимо выделить однородно расположенные связи и для каждой из них найти коэффициент податливости либо как для последовательно, либо как для параллельно расположенных связей.
Сосредоточенные + распределенные связи	Распределенные связи заменяют на эквивалентные сосредоточенные

Для соединений, имеющих несколько характерных стадий работы (например, до образования трещин в соединении и после), коэффициенты податливости (жесткости) следует принимать для каждой стадии отдельно. Деформацию соединений необходимо определять, как сумму деформаций от приращений усилий на отдельных этапах.

Формулы определения коэффициента податливости для различных видов стыков в соответствии с [89] представлены в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Формулы определения коэффициента податливости для различных видов стыков в соответствии с [89]

Коэффициент податливости при сдвиге для вертикальных стыков	
Конструкция стыка	Формула коэффициента
а) Бесшпоночный стык с замоноличенными бетоном арматурными связями	$\lambda_{\tau,m} = \frac{6}{d_s \cdot n_s} \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}} \right)$
б) Для вертикального стыка на бетонных шпонках без армирования	$\lambda_{\tau,b} = \frac{l_{loc} \cdot \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}} \right)}{A_{loc} \cdot n_k}$
в) Для вертикального армированного шпоночного соединения до образования	
г) Для вертикального армированного шпоночного соединения после образования трещин	$\lambda_{\tau,s} = \lambda_{\tau,b} + \lambda_{\tau,m}$
Коэффициент податливости при растяжении вертикальных стыков	
Вертикальные и горизонтальные стыки	$\lambda_t = \frac{2\alpha_{crc}}{\sigma_s}$

λ_t - коэффициент податливости при растяжении, определяется от действия сосредоточенных сил; λ_{τ} - коэффициент податливости при сдвиге, определяется от действия сосредоточенных сил; E_{mon} - модуль деформации бетона замоноличивания стыка; l_{loc} - условная высота шпонки, принимаемая при определении ее податливости при сдвиге, равная 250 мм; A_{loc} - площадь смятия шпонки, через которую передается в соединении сжимающее усилие, мм²; E_b - модуль деформации бетона сборного элемента, МПа; n_k - количество однотипных шпонок; $\lambda_{\tau,b}$ - коэффициент податливости при взаимном сдвиге сборного элемента и бетона замоноличивания; $\lambda_{\tau,m}$ - коэффициент податливости при сдвиге для бесшпоночного соединения с помощью замоноличенных бетоном арматурных связей; $\lambda_{\tau,s}$ - коэффициент податливости при сдвиге для армированного шпоночного соединения до образования в стыке наклонных трещин; d_s - диаметр

арматурных связей между сборными элементами, мм; n_s - количество арматурных связей между сборными элементами; α_{crc} - ширина раскрытия трещин, нормальных к арматурной связи, вызванных растягивающими напряжениями в связи, определяемая по [90]; σ_s - растягивающие напряжения в связи.

Согласно п. 2.6 Пособия по расчету крупнопанельных зданий [73], податливость стыкового соединения в здании определяется аналогично рекомендациям [89], то есть как сумма податливостей всех связей, расположенных в пределах высоты одного этажа. В таблице 1.3 представлены формулы для определения коэффициентов податливости вертикальных стыков согласно пособию [73].

Таблица 1.3 – Формулы определения коэффициента податливости для различных видов стыков при сдвиге в соответствии с [73]

Конструкция стыка	Коэффициент податливости
Замоноличенный уступ стеновой панели	$\lambda_{co} = \frac{50}{E_{\delta 2} \cdot F}$
Соединительный арматурный анкерный стержень или стержень выпуска, пересекающий шов	$\lambda_{co} = \frac{6}{d} \cdot \left(\frac{1}{E_{\delta 1}} + \frac{1}{E_{\delta 2}} \right)$
Анкерный стержень закладной детали, расположенной перпендикулярно направлению сдвига	$\lambda_{co} = \frac{6}{d \cdot E_{\delta 1}}$
Анкерный стержень закладной детали, расположенной вдоль направления сдвига	$\lambda_{co} = \frac{1,5}{d \cdot E_{\delta 1}}$

F - площадь смятия; $E_{\delta 1, \delta 2}$ - модуль упругости; d - диаметр соединительного арматурного анкерного стержня, либо выпуска, пересекающего шов.

В соответствии с п. 2.16 [73], в случае, если применяемая конструкция стыка не совпадает, приведенным в данном пособии, коэффициент податливости при сдвиге определяют экспериментально, с использованием формулы (1.3).

$$\lambda_{сд} = \frac{\Delta_{сд}}{Q_{сд}}, \text{ где} \quad (1.3)$$

$Q_{сд}$ - усилие сдвига в стыке в кгс; $\Delta_{сд}$ - деформация сдвига в см, соответствующая $Q_{сд}$.

При нелинейной зависимости между $Q_{сд}$ и $\Delta_{сд}$ вычисления производятся по формуле (1.4):

$$\lambda = \frac{0,05}{Q_{сд}}, \text{ где} \quad (1.4)$$

$\bar{Q}_{сд}$ - усилие при деформации сдвига 0,05 см, в кгс.

В рекомендациях [81] предложена методика определения усилий в диафрагмах, учитывающая податливость сварных соединений и перемычек при действии горизонтальных сил.

$$\lambda_1 = \frac{6}{d_1 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot E_1} + \frac{6}{d_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \cdot E_2} \quad (1.5)$$

$$\lambda_2 = \frac{(l + 0,2h_n)^3}{3 \cdot E_n} \cdot \left[1 + \frac{9B_n}{(l + 0,2h_n)^2 \cdot E_2 \cdot F_n} \right], \text{ где} \quad (1.6)$$

d_1 - диаметр стержня закладной детали колонны; d_2 - диаметр стержня закладной детали панели; λ_1 - податливость сварного соединения; λ_2 - податливость железобетонной перемычки; n_1 - число стержней закладной детали колонны; n_2 - число закладных деталей колонны; n_3 - число стержней закладной детали панели; n_4 - число закладных деталей панели; E_1 - начальный модуль упругости бетона колонны; E_2 - начальный модуль упругости бетона панели; l - пролет перемычки в свету; h_n - высота перемычки; B_n - изгибная жесткость перемычки с учетом трещинообразования.

В соответствии с Инструкцией по проектированию конструкций панельных жилых зданий [8], деформацию стыковых соединений панелей допускается определять, исходя из линейной зависимости между усилиями и деформациями с использованием коэффициентов податливости или коэффициентов жесткости.

В [8], аналогично [74], приведены расчетные случаи соединения панелей системой связей. Предложена формула для определения коэффициента податливости арматурной связи при растяжении.

$$\lambda_p = \frac{15 \cdot K_a \cdot K_{дл.а} \cdot \sqrt[3]{d_a}}{E_a \cdot F_a}, \text{ где} \quad (1.7)$$

k_a - коэффициент, зависящий от вида арматурной стали выпусков и принимаемый равным: для стержней периодического профиля 1; для гладких стержней 1,3; $k_{дл.а}$ - коэффициент, учитывающий длительность растяжения стыкового соединения и принимаемый равным: при кратковременном растяжении 1; при длительном растяжении связей между панелями из бетонов тяжелых и на пористых заполнителях 1,5; из ячеистого бетона 2,5; d_a - диаметр арматуры связи; E_a - модуль упругости арматурной связи; F_a - площадь сечения арматурной связи.

При соединении панелей несколькими связями суммарное усилие растяжения распределяется между связями обратно пропорционально их коэффициентам податливости.

Деформацию сдвига стыкового соединения панелей находят по формуле (1.8) как сумму деформаций сдвига, возникающих вдоль двух поверхностей контакта сопрягаемых панелей с бетоном (раствором) замоноличивания стыка между ними.

$$\Delta_{сд} = T \cdot \lambda_{сд}, \text{ где} \quad (1.8)$$

$\Delta_{сд}$ - деформация сдвига; T - усилие сдвига на соединение; $\lambda_{сд}$ - коэффициент податливости соединения при сдвиге, определяемый в зависимости от конструкции соединения.

В таблице 1.4 показаны формулы определения коэффициента податливости для вертикальных стыков в соответствии с [8].

Таблица 1.4 - Формулы определения коэффициента податливости для вертикальных стыков в соответствии с [8]

Коэффициент податливости при сдвиге для вертикальных стыков	
Конструкция стыка	Коэффициент податливости
а) Вертикальный стык на бетонных шпонках без армирования	$\lambda_{сд,шп} = \frac{1}{E_{мон}} \cdot \left(\frac{2 \cdot l_{см}}{F_{см}} + \frac{2t_{шп} + t_{шв}}{0,4 \cdot F_{ср}} \right)$
б) Вертикальный армированный шпоночный стык до образования трещин	
в) Вертикальный армированный шпоночный стык после образования трещин	$\lambda_{сд,а} = \frac{6}{d_a \cdot n_a} \cdot \left(\frac{1}{E_{б1}} + \frac{2}{E_{мон}} + \frac{1}{E_{б2}} \right)$
г) Бесшпоночный стык с соединением арматурными выпусками гладких (без шпонок) торцов панелей	
д) Для соединений, образуемых сваркой заанкерных в панелях закладных деталей (для каждой закладной детали)	$\lambda_{сд,зак} = \frac{6}{E_{б} \cdot (d_n \cdot n_n + 4d_k \cdot n_k)}$

$\lambda_{сд,шп}$ - коэффициент податливости одной шпонки; $E_{мон}$ - модуль деформации бетона замоноличивания стыка; $F_{см}$ - площадь смятия шпонки; $F_{ср}$ - площадь среза шпонки; $t_{шв}$ - толщина шва между стыкуемыми панелями; $t_{шп}$ - глубина шпонки; $l_{см}$ - условная длина шпонки при определении деформации от смятия, равная 25 см; $\lambda_{сд,а}$ - коэффициент податливости для армированного шпоночного соединения; d_a - диаметр арматурных связей; $E_{б1(2)}$ - модуль деформаций бетона первой (второй) соединяемой панели; $E_{б}$ - модуль деформации бетона панели; d_n, n_n - соответственно диаметр и число анкерных стержней, расположенных перпендикулярно направлению сдвига; d_k, n_k - вдоль направления сдвига.

На жесткость стыков основное влияние оказывают модуль упругости бетона элементов, бетона замоноличивания и раствора, а также конструктивное решение

стыка. Расчет жесткости дает только ориентировочные результаты, т.к. даже при одинаковом конструктивном решении экспериментально определенная жесткость стыков отличается большим разбросом.

Кроме того, законы деформации стыкового соединения на различных участках по толщине стены неодинаковы и нелинейно зависят от уровня напряжений. Поэтому точное определение эпюр в стыках является сложной задачей.

В настоящее время, продолжается работа по совершенствованию методик оценки податливости стыков [41, 61, 65].

В нормативных документах по проектированию крупнопанельных зданий [89] не приводятся алгоритмы расчета определения податливости соединений на закладных деталях. Между тем, податливость связи на закладных деталях является многофакторной зависимостью и определяется податливостью соединительной пластины, податливостью соединяемых закладных деталей, а точнее податливостью анкеров – арматурных стержней, приваренных к закладным деталям и заделанным в бетон, а также податливостью сварных швов сопряжения соединительной пластины и закладных деталей.

Коэффициент податливости соединительного элемента при растяжении с площадью поперечного сечения пластины A , модулем деформации металла E и длиной участка соединительного элемента между сварными швами на закладных деталях сопрягаемых стен l определяется по формуле (1.9).

$$\lambda_t = \frac{l}{E \cdot A} \quad (1.9)$$

Наиболее сложным является определение податливости закладных деталей сопрягаемых стеновых панелей. В [104] приводятся три расчетные методики для определения коэффициентов податливости анкерных стержней закладных деталей соответственно при действии на закладную деталь растяжения, изгибающего момента и сдвигающего усилия. Методики были разработаны в рамках научно-исследовательской работы, выполненной в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

Коэффициент податливости анкерных стержней при растяжении (первая расчетная методика) в зависимости от прочностных и деформационных характеристик бетона и арматуры R_{bt} , R_s , E_s , геометрических характеристик анкерных стержней d_s и A_s , а также с учетом коэффициента $\omega=0,7$, учитывающего неравномерность распределения напряжений в стержне по длине анкеровки, определяется по формуле (1.10).

$$\lambda_t = \frac{\omega \cdot R_s \cdot d_s}{10 \cdot R_{bt} \cdot E_s \cdot A_s}. \quad (1.10)$$

По второй расчетной методике коэффициент податливости анкерных стержней при действии изгибающего момента с учетом момента инерции площади сечения всей арматуры относительно оси стыкуемых конструкций (1.11) определяется по формуле (1.12).

$$I_s = \frac{A_s \cdot z_s^2}{2} \quad (1.11)$$

$$\lambda_\alpha = \frac{R_s \cdot d_s}{10 \cdot R_{bt} \cdot E_s \cdot I_s}. \quad (1.12)$$

При определении коэффициента податливости анкерных стержней от действия сдвигающих усилий (третья расчетная методика) принимается, что максимальное смещение анкерного стержня от первоначального положения (1.13) соответствует максимальному сдвигающему усилию (1.14), а коэффициент податливости определяется по формуле (1.15).

$$\Delta_{max} = 0,05d_s \quad (1.13)$$

$$Q_{max} = 1,5 \cdot d_s^2 \sqrt{R_b \cdot R_s} \quad (1.14)$$

$$\lambda_r = \frac{\Delta_{max}}{Q_{max}} = \frac{1}{30 \cdot d_s \sqrt{R_b \cdot R_s}}. \quad (1.15)$$

Следует отметить, что приведенные методики описывают деформирование классической закладной детали, представляющей собой стальную пластину с анкерными стержнями, расположенными под прямым углом к плоскости пластины.

Закладные детали стеновых панелей имеют другое конструктивное решение. Они проектируются с отогнутыми анкерными стержнями и могут быть закрытого типа.

Закладные детали в вертикальных стыках должны рассчитываться в соответствии с [84].

В рекомендациях [84] п. 4.14, 4.15 даны формулы, по которым определяются перемещения в направлении сдвигающей силы, закладных деталей с нормальными анкерами, при действии на деталь сдвигающей и отрывающей сил:

$$v = \varphi_{cc} \cdot \left(1000 \cdot \frac{Q_{an1}^2}{d^3 \cdot E_b^2} + \frac{Q_{an1}}{d \cdot E_b} \right) \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \sqrt{\frac{N}{Q}} \right), \text{ где} \quad (1.16)$$

φ_{cc} - коэффициент, принимаемый равным: для кратковременной нагрузки – 1; для длительной нагрузки – 2.

Формула 1.16 не учитывает действие упора торца пластины закладной детали на бетон.

По формуле 1.17 следует определять перемещение анкерного стержня, не усиленного на конце, по направлению действующего в нем растягивающего усилия N_{ant} при длине заделки, определяемой по п.5.7 [84].

$$u = \frac{\varphi_{cc} \cdot \varphi_s \cdot N_{an1}}{\psi \cdot d \cdot E_b}, \text{ где} \quad (1.17)$$

φ_s - коэффициент, принимаемый равным 1.5 и 1.2 соответственно для арматуры класса А400, А500.

$$\psi = \sqrt{\frac{d}{d_0}}, \text{ где} \quad (1.18)$$

$$d_0 = 16 \text{ мм}$$

Перемещение закладной детали, в соответствии с указаниями [84], складывается из перемещений анкерных стержней и перемещений, обусловленных деформациями пластины.

На основании проведенного анализа нормативно-технических источников целесообразно следовать следующему алгоритму расчета крупнопанельного здания:

1. Дискретизация модели здания на конечные элементы. Моделирование платформенного и вертикального стыков и металлических связей между панелями в виде линейных упругих связей.

2. Определение податливости связей в зависимости от напряженно-деформированного состояния. В первом приближении усилия в стеновых панелях допускается определять по методу грузовых площадей.

3. Определение податливости металлических связей между панелями осуществляется согласно существующим рекомендациям. В первом приближении допускается задавать податливость связей по имеющимся экспериментальным данным, полученным для аналогичных связей.

4. Приложение нагрузок к конечно-элементной модели панельного здания производится в соответствии нормативными документами и техническим заданием.

5. Выполнение расчета и анализ результатов. Уточнение напряженно-деформированного состояния в вертикальных стыках, платформенных стыках и соответствующее уточнение их податливости. Повторный расчет с уточненными податливостями (если потребуется) на основе данных проведенных экспериментальных исследований.

6. Проверка выполнения условий прочности для верхних, нижних и средних сечений стеновых панелей производится согласно нормативным документам.

7. На основании полученных результатов принимаются соответствующие решения по обеспечению прочности и устойчивости крупнопанельного здания.

При выполнении численных расчетов крупнопанельных зданий, в частности с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР, начиная с версии программного комплекса 2017 года [13], появилась возможность построения расчетной схемы конструктивной системы крупнопанельного здания с моделированием работы стыков между несущими элементами здания. Одним из

параметров моделируемого стыка является его коэффициент податливости (жесткости).

На рисунке 1.10 представлены конструктивное решение и расчетная модель вертикального стыка между стеновыми панелями. Соединение панелей взаимно перпендикулярных стен осуществляется в двух уровнях по высоте этажа четырьмя связями на каждом уровне. Каждая из связей моделируется в расчетной схеме конструктивной системы крупнопанельного здания дискретной связью в виде стержневого конечного элемента (КЭ55).

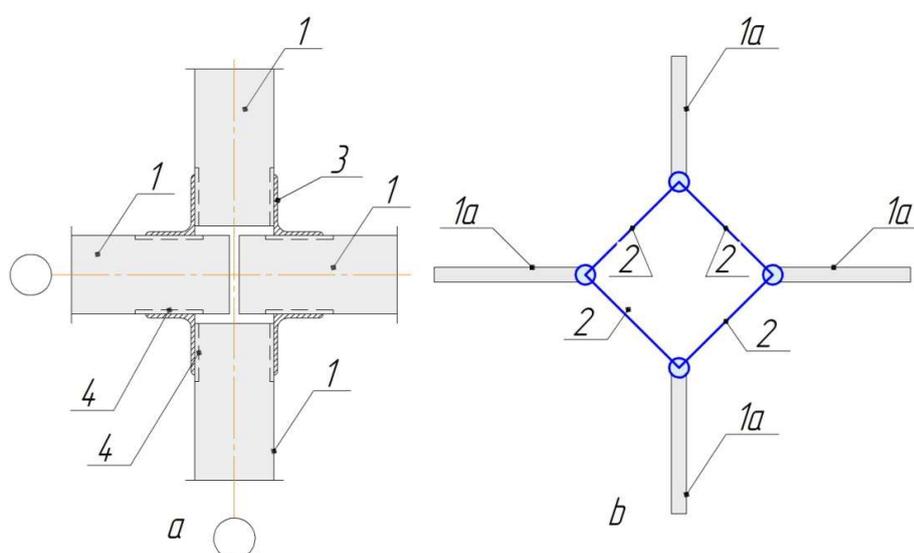


Рисунок 1.10 – Конструктивное решение (а) и расчетная модель вертикального стыка (б) между стеновыми панелями, выполненного на закладных деталях: *1* – сопрягаемые в вертикальном стыке стеновые панели, *1a* – пластинчатые элементы стеновых панелей в расчетной схеме; *2* – дискретная связь КЭ55 для моделирования стыка в расчетной схеме; *3* и *4* – конструктивные элементы стыка (накладка-уголок и закладные детали стеновых панелей, сопрягаемые на сварке)

Согласно выполненному обзору, изучению пространственных несущих систем крупнопанельных зданий уделялось большое внимание как в России, так и

за рубежом. Это свидетельствует об актуальности данной проблемы, в ее решении к настоящему времени достигнуты значительные результаты.

Результаты приведенного выше анализа позволяют сделать вывод о том, что прочностные и жесткостные характеристики вертикальных и горизонтальных стыков несущих элементов крупнопанельного здания в большой степени определяют его напряженно-деформированное состояние. Наиболее изучен горизонтальный стык стеновых панелей и перекрытий платформенного типа.

На сегодняшний день разработаны и широко применяются приближенные методы расчета, такие как: метод конечных элементов, метод конечных разностей, вариационно-разностный метод и др.

Несмотря на то, что инженерам доступны мощные вычислительные комплексы, степень достоверности определения податливости стыков сборных железобетонных конструкций остается далекой от реальной, что объясняется и сложным, зависящим от многих факторов напряженно-деформированным состоянием стыков, и отсутствием специального программного обеспечения, максимально учитывающего напряженно-деформированное состояние.

Поэтому, при моделировании крупнопанельных зданий увеличивается вероятность изначального задания неверных жесткостных характеристик крупнопанельного здания, а следовательно, и неверной оценки напряженного состояния модели.

Современные методы расчета строительных конструкций должны обеспечивать достаточную точность результатов при невысокой трудоемкости их выполнения. Разработка методики расчета, учитывающей конструктивные особенности сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками является актуальной задачей.

1.3 Отечественные и зарубежные исследования прочности и податливости стыков крупнопанельных зданий

К проблемам расчета стыковых соединений крупнопанельных зданий традиционно относят вопросы, связанные с учетом податливости стыков различных конструкций. Связи и соединения в крупнопанельных зданиях обладают конечной жесткостью, зависящей от вида соединения. Неучет их влияния искажает реальную картину перераспределения усилий между элементами диафрагмы и напряженно-деформированным состоянием здания в целом.

Знание действительных деформационных характеристик соединений стен и перекрытий в крупнопанельных зданиях приобретает особую значимость при конструировании зданий, устойчивых к воздействию сейсмических нагрузок [2, 123, 148] и прогрессирующему разрушению в результате действия взрывной нагрузки [107].

В научной литературе и в действующих строительных нормах в разной степени рассмотрены и учтены особенности работы стыков различных конструктивных решений. Причем особенности работы и учет податливости вертикальных и горизонтальных стыков, выполненных с использованием закладных деталей, освещены недостаточно полно. Это объясняется сложностью учета совместной работы материала омоноличивания шва (бетона), стальной закладной детали и узла анкеровки закладной детали в сборном железобетонном элементе, соединительного металлического элемента, а также сварных швов соединения закладных деталей и металлического соединительного элемента.

В работе [105] описаны исследования типовых трехслойных панелей с гибкими связями, проведенные с целью проверки и совершенствования расчета. Результаты исследования показали, что с образованием трещин жесткость трехслойных панелей существенно снижается. Поэтому трехслойные панели следует проектировать из условия недопущения в них трещин при эксплуатационных нагрузках. К моменту разрушения, горизонтальные перемещения составляли 18-25 мм, раскрытие трещин 1.4-3 мм. Величины

моментов от горизонтальных нагрузок для всех панелей превышали момент от расчетной нагрузки более чем в 1,4 раза.

Прочность и податливость усовершенствованных стыков сборных диафрагм жесткости исследована Кащеевым Г.В, Алексеевым П.И. в работе [48]. В результате эксперимента, было выявлено, что значения коэффициентов податливости при испытании шпоночных вертикальных стыков панелей стен между собой оказались примерно в два раза меньше, чем аналогичные коэффициенты для стыков панелей с колоннами. Авторы предположили, что это связано с отсутствием бетонных шпонок в стыках последнего типа. Податливость при сжатии вертикальных стыков панелей между собой и стыков панелей с колоннами – приблизительно одинаковая.

Результаты исследования податливости на сдвиг вертикальных соединений диафрагм жесткости при действии повторно прикладываемой нагрузки представлены в работе [15]. Володин Н.М., Кащеев Г.В. испытывали образцы вертикальных стыков панелей на закладных деталях. Связи включались в работу поочередно для более детального изучения податливости соединений: в первую очередь сваривались нижние закладные детали, а после их испытания сваривали верхние, а нижние отрезали. Нагрузку к закладным деталям прикладывали циклически. В результате испытаний, податливость верхних связей оказалась примерно в 1,5 раза больше податливости нижних связей. При расчете диафрагм принималось среднее арифметическое значение коэффициентов податливости: для верхних и нижних связей. В работе показано, что распространение, либо какая-либо экстраполяция экспериментально найденных значений податливости связей одной конструкции на связи другой конструкции может привести к грубым ошибкам.

Результаты испытаний вертикальных стыков стеновых панелей на сдвиг показаны в статье Блаш Б. [3]. Испытанию подвергались рифленые, гладкие и шпоночные вертикальные стыки. Величина сечения и длина образцов были приняты одинаковые. В проведенных опытах было выявлено, что жесткость монолитного элемента в начальной стадии нагружения примерно равна жесткости

стыка. В работе была определена зависимость сцепление торцов панелей с бетоном замоноличивания от формы торцов панелей. Результаты имеют практическую значимость при конструировании многоэтажных зданий с вертикальными стыками со шпонками и металлическими связями.

В работе Шорохова Г.Т. [111] приведены результаты, полученные в ходе исследования характера работы стыков на закладных деталях при сдвиге панелей. В статье говорится, что от диаметра стержней анкеров и прочности бетонных панелей прямо зависит несущая способность анкерной связи.

В работе Клевцова В.А. [50] исследовалась жесткость закладных деталей с учетом многих факторов таких, как марка бетона и схема приложения нагрузок при действии на конструкцию только кратковременных нагрузок. В результате проведенных исследований установлено, что значение податливости закладной детали при сдвиге в значительной мере зависит от нормальных сил.

В настоящее время, Российскими учеными исследуется работа новых конструктивных решений вертикальных стыков, разрабатываются методики по их расчету. Характеристиками стыков, в том числе вертикальных стыков крупнопанельных зданий, является их прочность и податливость, которые могут быть определены при проведении экспериментальных исследований вертикальных стыков различного вида.

В работе [20] представлены результаты исследования прочности при сдвиге и растяжении вертикальных стыков панелей с использованием инновационной конструкции вертикального стыка со связями из затяжных замков BT-Spannschloss (Германия). Данное конструктивное решение связей в вертикальных стыках панелей является альтернативой сварных соединений. Отличительной особенностью конструктивного решения (рисунок 1.11) является использование инновационной технологии резьбового соединения сборных железобетонных элементов, состоящего из стяжного замка, стяжных болтов и анкеров, вместо традиционного сварного соединения панелей. В результате эксперимента, были получены высокие показатели прочностных и жесткостных характеристик вертикального стыка.

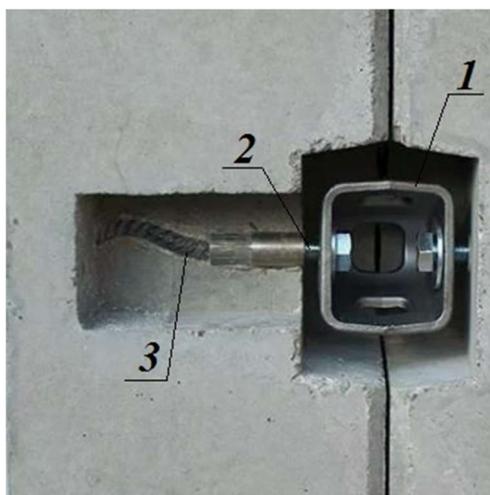


Рисунок 1.11 – Конструкция стяжного замка: 1- замок *BT-Spannschloss*; 2 – анкерный болт *M16x50* с глубиной анкеровки 50 мм; 3 – крепежный анкер «волна».

В работе [20], выполнено сравнение жесткостных характеристик трех образцов вертикального стыка *BT-Spannschloss*, вычисленных по формуле (1.19) и жесткостных характеристик соединения из двух бетонных шпонок сечением 300x200 мм, жесткость которого получена по данным [19]. Результаты представлены в таблице 1.5.

$$K = \frac{T}{u}, \quad (1.19)$$

где T - сдвигающее усилие, кН; u – деформация сдвига, мм.

Таблица 1.5 - Значение жесткости связи при сдвигающем усилии $T = 100 \text{ кН}$

Конструкция вертикального	Значение жесткости,
<i>BT-Spannschloss</i> , образец 1	2,50
<i>BT-Spannschloss</i> , образец 2	3,57
<i>BT-Spannschloss</i> , образец 3	30,12
Шпоночный	42,00

В статье также отмечается, что трудоемкость изготовления стыка ВТ-Spannschloss значительно ниже трудоемкости изготовления конструкции вертикального стыка с армированными шпонками и сварным соединением.

В работе [65] были исследованы вертикальные стыки стеновых панелей колодцевого типа при статической нагрузке и повышенных сейсмических условиях. Для соединения панелей в стыке использовался замок, состоящий из соединительной скобы, выпусков и усиливающих пластин (рисунок 1.12). На торцах панелей было размещено пять соединительных элементов. Показано, что для обычных условий строительства достаточно двух замков. В колодцевых стыках предусматривается установка вертикальных каркасов с выпусками стержней в выше расположенный этаж.

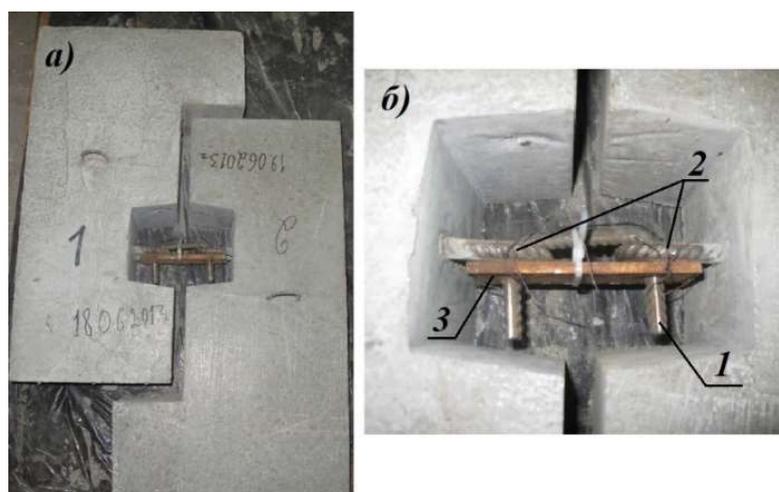


Рисунок 1.12 – Фрагмент узла соединения при помощи замка «пластина+скоба» (а); замок «пластина+скоба» (б): 1 – соединительная скоба; 2 – выпуски арматуры; 3 – усиливающая пластина.

Несущая способность соединений при помощи замка на сдвиг выше, чем несущая способность аналогичных соединений, выполненных с применением только скоб. Несущую способность замка можно варьировать, если увеличивать толщину усиливающей пластины, диаметр скоб и выпусков.

В проведенных экспериментах разрушение такой связи происходило в несколько этапов:

1. Образование наклонных трещин в бетоне шпонки, при этом связь держит нагрузку, при которой начали образовываться трещины;

2. При дальнейшем увеличении давления происходит прирост деформаций за счет пластического изгиба пластины в упругой среде (бетоне) без уменьшения прикладываемого усилия. Зона пластического изгиба пластины локальна. В этой зоне происходит раздробление окружающего пластину бетона.

3. Падение жесткости связи без ее разрушения. При этом имеет место пластическое течение металла пластины. Скоба при этом практически не претерпевает изменений.

В работе [65] указано, что при действии сейсмического импульса на здание, в случае превышения им некоторого порогового значения, произойдет падение общей жесткости системы, и теоретически, должно последовать падение уровня сейсмической реакции здания. Таким образом, наблюдается уменьшение собственной частоты колебаний системы, вследствие чего уменьшается коэффициент динамичности. В случае повреждений бетона в шпонках после толчков в зависимости от объема выкола можно выбить бетон в шпонке и вновь ее забетонировать, либо инъецировать в трещины полимерцементный состав.

В работе [134] выполнены экспериментальные исследования механических свойств стеновых панелей и моделирование вертикальных стыков с использованием метода конечных элементов. Опытные образцы имели соединения в виде стальных болтов и гаек (рисунок 1.13).

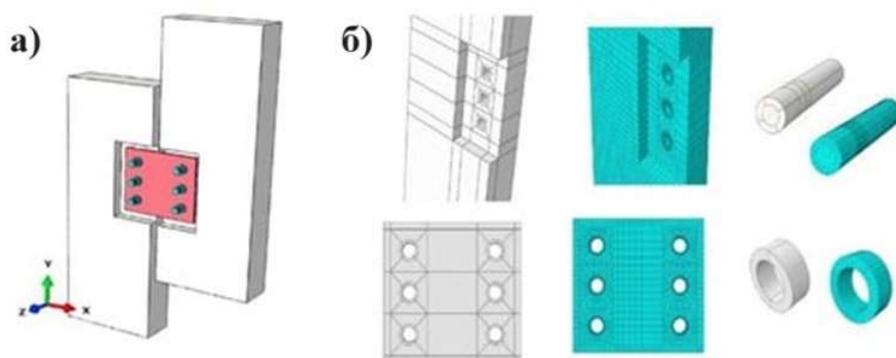


Рисунок 1.13 – Фрагмент узла соединения стеновых панелей (а); конечно-элементная модель соединения (б).

В.А. Люблинский, М.В. Томина в работе [54] представили результаты экспериментального исследования прочности и податливости вертикального сварного стыка на закладных деталях с соединительным элементом в виде металлической пластины при испытании на сдвиг (рисунок 1.14).

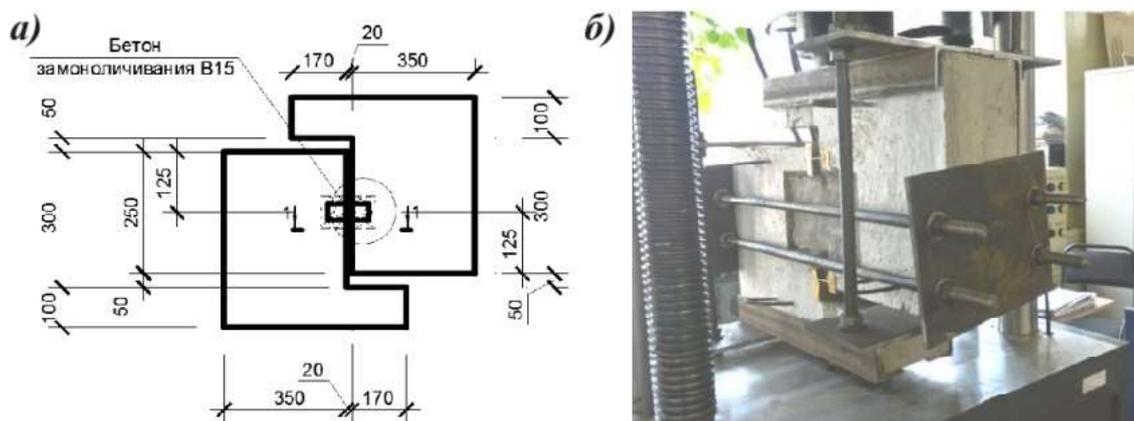


Рисунок 1.14 – геометрические характеристики опытного образца (а);
опытный образец вертикального стыка (б).

В ходе испытаний было установлено, что деформации сварного соединения при работе на сдвиг имеют упругопластический характер. Схема разрушения опытных образцов: сначала начинает крошиться раствор, затем на 7-9-й ступени нагрузки трескается сварной шов, а затем приваренная к закладной детали пластина, соединяющая две панели, перекашивается и начинает рваться.

В ходе экспериментов, представленных в работе [137], были определены характеристики податливости, схемы разрушения и разрушающие нагрузки сварного вертикального стыка на закладных деталях с трапециевидной соединительной пластиной (рисунок 1.15). Было установлено, что новые узлы соединения натуральных стеновых панелей с трапециевидной соединительной пластиной архитектурно-строительной системы КПД 97-2015 соответствуют требованиям ГОСТ 8829-94 по прочности. Фактические разрушающие нагрузки испытанных узлов соединения стеновых панелей превышают расчетные в 2,1...17,7 раз, что превышает коэффициент безопасности $C = 1,6$.

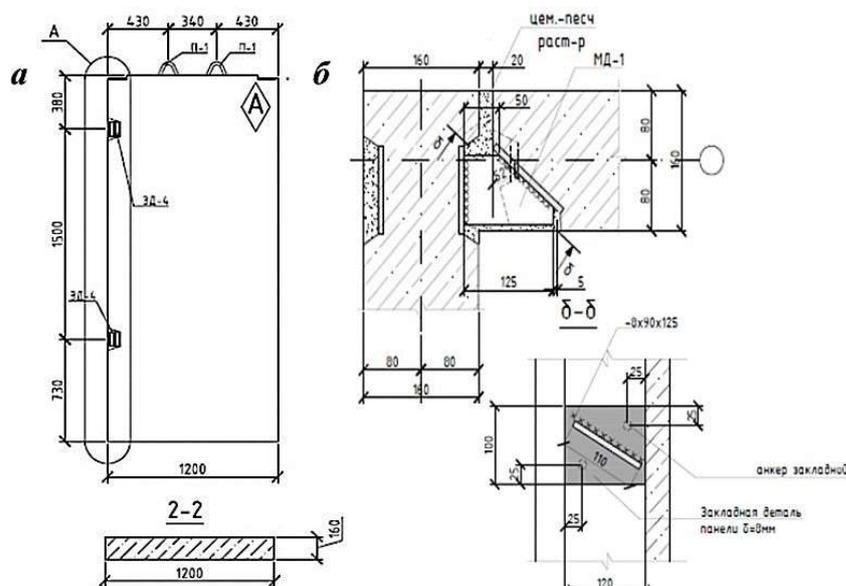


Рисунок 1.15 – общий вид стыка стеновых панелей (а); опытный образец стыка стеновых панелей (б); узел сопряжения стеновых панелей (в)

В статье [142] описаны результаты экспериментов, проведенных для изучения податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительным элементом в виде гнутого уголка с размерами $125 \times 80 \times 10$ мм, применяемых при возведении высотных панельных зданий.

Испытания вертикальных стыков проводились на стенде, состоящем из силовой рамы, оснастки и двух сопряженных гидроцилиндров (рисунок 1.16).



Рисунок 1.16 – общий вид стыка стеновых панелей на закладных деталях с гнутым уголком

В результате выполненных испытаний [142] получены значения коэффициентов податливости, которые составили: $I_{1cp} = 21,8 \cdot 10^{-6} \text{ мм} / \text{Н}$ для вертикальных Г-образных стыков серии С5 из бетона класса В15, $I_{1cp} = 7,4 \cdot 10^{-6} \text{ мм} / \text{Н}$ для симметричных стыков двух блоков (серия С3) из бетона класса В30. Получен разброс коэффициентов податливости в пределах 20% относительно среднего значения результатов трех испытаний в каждой из восьми серий.

Конструкция гибких тросовых петель PVL разработана фирмой Reikko и описана в статье [76]. Отличительной особенностью данного решения (в части конструирования) является способность детали сохранять перпендикулярность в процессе монтажа.

В диссертационной работе [30] Дербенцев И.С. приводит результаты экспериментального исследования стыков с гибкими тросовыми петлями PVL фирмы Reikko для того, чтобы подтвердить достоверность данных, которые указаны в каталогах Reikko, применительно к материалам российского производства, а также чтобы определить значения коэффициентов податливости стыков.

Основные выводы, сделанные автором по результатам экспериментальных исследований:

- характер деформирования шпоночного соединения при работе на сдвиг - упругопластический;
- прочность бетона омоноличивания является наиболее существенным фактором, влияющим на работу стыка;
- с возрастанием прочности бетона омоноличивания, увеличивается нагрузка, при которой образуется наклонная трещина в стыке, его несущая способность, а также, наблюдается рост жесткости стыка до образования трещин;
- несущая способность, жесткость и усилие трещинообразования увеличиваются при использовании обратного наклона граней шпонок. При работе на растяжение форма и вид шпонки не влияют на параметры стыка.

В статье [42] С.А. Зенин приводит рекомендации по расчету вертикальных стыков панельных зданий с тросовыми петлевыми соединениями без сварки (рисунок 1.17). Такой вид соединения сборных конструкций особенно распространен в Европе.

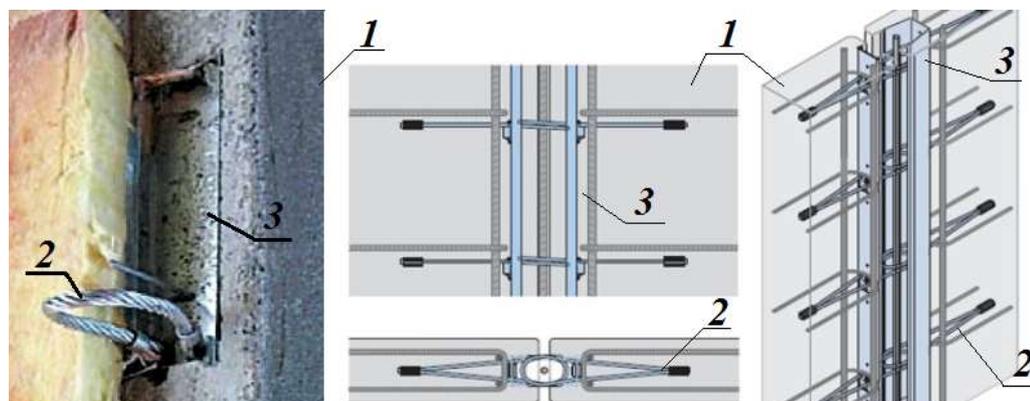


Рисунок 1.17 – Вертикальный шов с применением гибких тросовых петель:
1 – Стеновая панель; 2 – гибкая тросовая петля; 3 – жестяная коробка.

В результате исследований, проведенных Зениным С.А., Шариповым Р.Ш. и Кудиновым О.В. [41], а также в работе Данеля В.В., Кузьменко И.Н. [29], сделаны выводы об отсутствии достоверных формул жесткости (податливости) стыков панельных зданий различных конструктивных решений, что повышает риск разрушения панельных зданий.

В работе [40] Зимин С.С., Алексеев Н.С., Ионов К.И. представили результаты сравнительного анализа конструкций вертикальных стыковых соединений с традиционными жесткими петлевыми соединениями и гибкими Loop Vox фирмы Halfen, в соответствии с которым, при использовании гибких тросовых петель удастся частично избежать тех разрушений, которые возникают в бетоне при использовании жестких тросовых петель. А именно, при испытании жестких тросовых петель наблюдалось растрескивание бетона по границе крайних петель; при использовании гибких тросовых петель отсутствовало разламывание защитного бетонного слоя.

В статье [29], В.В. Данель приводит результаты анализа формул для определения жесткости стыков.

Результаты данного анализа представлены в таблице 1.6.

Таблица 1.6 – Анализ формул для определения жесткости стыков

Норматив - ный документ	Формула	Результаты анализа	Полученные выводы
Формула 3 [74]	$\mu_i \geq \frac{12}{n}$ <p>примечание: связь сдвига i между столбами i, $i + 1$ считается жесткой, если выполняется данное условие.</p>	<p>1. При ширине стыка менее 24 см для арматуры класса А500, менее 30 см – для А400, менее 40 см – для А300 и менее 50 см – для А240 формула дает заниженные значения жесткостей: жесткость арматурного стержня, замоноличенного бетоном, значительно меньше жесткости при растяжении того же стержня без бетона.</p> <p>2. Формула не учитывает:</p> <ul style="list-style-type: none"> - уменьшение жесткости стыка при увеличении его высоты; - распределение касательных напряжений по длине стержня; - модуль упругости бетона (например, тяжелый или легкий); - класс бетона по прочности, отсутствие или степень рифления поверхности арматуры. 	Использование формулы должно быть запрещено
табл. 7 [73]	В таблице даны значения податливостей в зависимости от диаметра арматуры	Ряд параметров неизвестен	Полученные результаты нельзя использовать

Продолжение таблицы 1.6

п.2 на стр. 277 [74]	Деформации растяжения связей данного конструктивного решения можно определять, как для сварных связей, площадь которых соответствует площади поперечного сечения арматуры петлевого выпуска. Диаметр арматуры скобы должен быть при этом не менее диаметра петлевого выпуска.	Данный пункт рекомендуется к использованию при конструировании стыков толщиной примерно до 250 мм.	Возможно использование данных рекомендаций с определенными ограничениями
Формула 15 [74]	$\lambda_{rs} = \frac{6}{d_s \cdot n_s} \cdot \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{мон}} \right),$ где d_s - диаметр арматурных связей между сборными элементами, мм; n_s - кол-во арматурных связей между сборными элементами; $E_b, E_{мон}$ - модуль деформации бетона сборного элемента и вертикального стыка, МПа	Формула не учитывает все факторы, влияющие на сдвиговую жесткость стыка	Рекомендуется к использованию, в связи с отсутствием более точной формулы для определения сдвиговой жесткости стыка

В работе [27] изучены различные расчетные схемы, в том числе приведены расчетные схемы связи (рисунок 1.18).

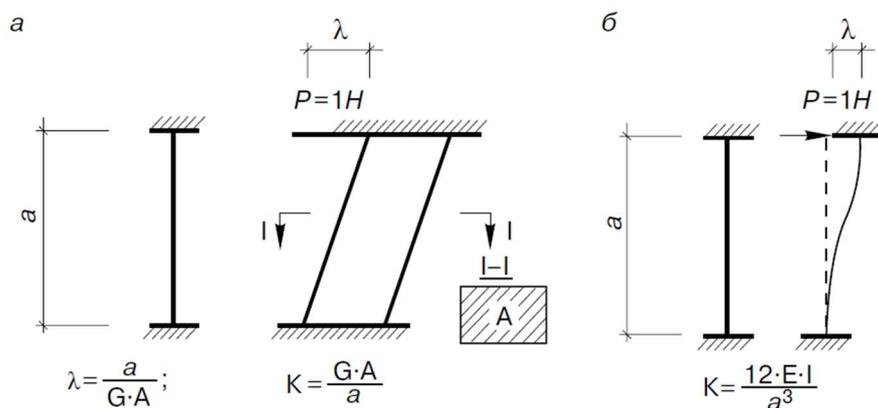


Рисунок 1.18 – Расчетная схема связи, работающей только на сдвиг (а) и только на изгиб (б); λ -податливость; K -жесткость при сдвиге (а), при изгибе (б), E, G -модуль упругости материала стержня при сжатии-растяжении и сдвиге соответственно; A -площадь поперечного сечения, a -длина стержня, I -осевой момент инерции

Работы последних лет раскрыли особенности влияния различных параметров на надежность конструкций зданий, в том числе крупнопанельных.

В работе [98] проведен вероятностный анализ частного случая платформенного стыка и построен график влияния изменчивости конструктивных параметров на вероятность отказа конструкции стыка, а также график распределения коэффициентов весомости расчетных параметров. В результате исследования были сделаны важные выводы о том, что наименьшее влияние на надежность стыка оказывает кубиковая прочность раствора и толщина стены, а самую высокую степень влияния на надежность стыка оказывает прочность бетона стены.

В работах [43-45] рассмотрены возможности учета изменений в расчетной схеме несущей конструктивной системы, связанных с изменением геометрических параметров конструктивных элементов и их жесткостей, нагружения и деформирования в течение жизненного цикла здания.

На сегодняшний день, практически все существующие методики расчета несущей способности стыков основываются на оценке прочности бетона на сжатие. Не смотря на конструктивные различия стыков панельных зданий, их объединяет то, что на них передаются вертикальные сжимающие усилия от вышележащих конструкций, в результате действия которых происходит разрушение.

Б.С. Соколовым разработана методика расчета однопролетных панелей со сплошной стенкой при любых схемах нагружения, учитывающая все возможные случаи разрушения. Определены минимальные и максимальные коэффициенты поперечного армирования стенки. Получены расчетные схемы и соответствующие им выражения по оценки прочности и трещиностойкости панелей с проемами [95].

1.4 Выводы по главе 1

- В научной литературе и в действующих строительных нормах, по мнению многих исследователей, в разной степени рассмотрены и учтены особенности работы стыков различных конструктивных решений. Особенности работы и учет податливости вертикальных стыков, выполненных с использованием закладных деталей, освещены недостаточно полно, расчетные формулы по определению податливости стыков в действующих строительных нормах по конструированию стыков даны в общем виде, что отрицательно влияет на точность определения их податливости. Анализ формул для определения жесткости стыков показывает, что в ряде формул не учитывается уменьшение жесткости при увеличении высоты стыка, отсутствие или степень рифления поверхности арматуры; формулы учитывают не все факторы, влияющие на сдвиговую жесткость стыка и др. Указанное выше объясняется сложностью учета совместной работы материала омоноличивания шва (бетона), стальной закладной детали и узла анкерования закладной детали в сборном железобетонном элементе, соединительного металлического элемента, а также сварных швов соединения закладных деталей и металлического соединительного элемента.

- Развитие существующих методов расчета крупнопанельных зданий можно ожидать в разработке методик и рекомендаций, учитывающих реальные физические характеристики несущих элементов и их стыков.

- На основании выполненного обзора литературы, сформулирована задача проведения аналитических и экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков, а также необходимость определения различий в их работе, что вызвано массовым применением в практике современного строительства таких стыков, а также отсутствием данных о характере их деформирования.

ГЛАВА 2. Исследование методик определения податливости сварных вертикальных стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков

2.1 Аналитическая модель для расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях и ее особенности

Связи и соединения несущих элементов крупнопанельных зданий обладают конечной жесткостью. Неучет их влияния искажает реальную картину перераспределения усилий между элементами диафрагмы и напряженно-деформированного состояния здания в целом.

С учетом поставленной проблемы, объектом настоящего исследования выбран вертикальный Т-образный стык несущих конструкций панельного здания с соединением закладных деталей при помощи гнутого металлического уголка на сварке (рисунок 2.1).

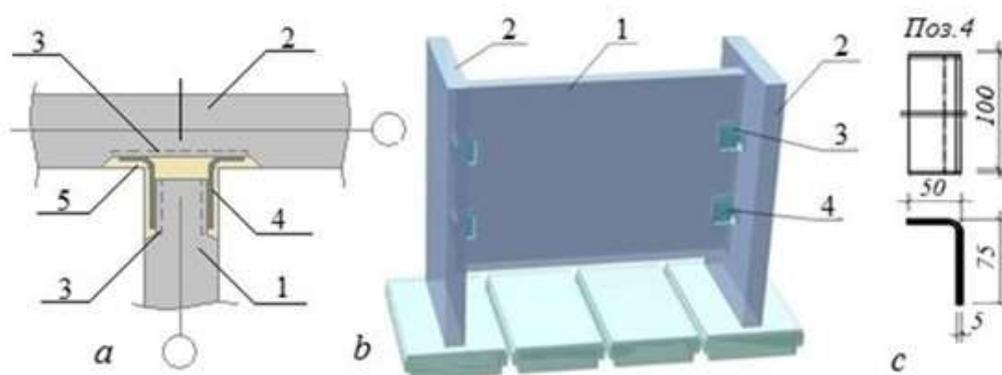


Рисунок 2.1 – Схема конструктивного решения вертикального стыка стеновых панелей (а); условная схема расположения закладных деталей в пределах этажа (б); соединительный элемент – гнутый уголок (с). 1, 2 – стеновые панели; 3 – закладные детали стеновых панелей; 4 – соединительная накладка в виде гнутого уголка; 5 – цементно-песчаный раствор.

Аналитические методы определения продольной силы в вертикальных стыках плоской диафрагмы крупнопанельных зданий приведены в [74].

Современной реальностью расчета крупнопанельных зданий является выполнение численных расчетов 3D–модели в нелинейной постановке. Стыки на закладных деталях в расчетной схеме крупнопанельного здания моделируются дискретными связями, для которых необходимо указать жесткость (величину обратную податливости) в направлении принятых в расчетном комплексе глобальных осей.

Таким образом, для учета адекватного влияния податливости стыков на работу конструктивных элементов сборных многоэтажных зданий необходимо определение податливости в соответствии с конструктивным решением стыка и его последующей работой в сложном напряженном состоянии.

На основании проведенного обзора существующих методик расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях, указанного в первой главе, выделена основная аналитическая модель для расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях.

В п. А5 [89] указано, что коэффициент податливости при сдвиге равен сумме коэффициентов податливости для сечений, примыкающих к каждому из соединяемых элементов.

Согласно основной аналитической модели, податливость стыка складывается из податливости элементов, составляющих стык. Так, податливость вертикальных стыков стеновых панелей на закладных деталях определяется податливостью конструктивных элементов стыка, а именно, податливостью закладных деталей сопрягаемых стеновых панелей - $\lambda_{з.д.1}$, $\lambda_{з.д.2}$ податливостью соединительных элементов - $\lambda_{с.эл.}$, и податливостью сварных швов - $\lambda_{св.шв.}$. (2.1). Податливость сварных швов в расчетах традиционно не учитывается, в связи с ее невысокой величиной относительно податливости других элементов стыка.

$$\lambda = \lambda_{з.д.1} + \lambda_{з.д.2} + \lambda_{с.эл.} + \lambda_{св.шв.} \quad (2.1)$$

Кроме того, для соединений, имеющих несколько характерных стадий работы (например, до образования трещин в соединении и после), коэффициенты податливости принимают для каждой стадии работы отдельно.

Податливость закладных деталей сопрягаемых стеновых панелей связана с податливостью анкеров закладных деталей (далее по тексту – анкерных стержней закладных деталей, так как рассматриваются анкерные устройства в виде стержней арматуры). Она зависит от расположения стержней относительно направления сдвига закладной детали, модуля деформации бетона стеновой панели E_b , диаметра анкерных стержней d_s , а также числа n_s анкерных стержней в закладной детали.

Следует отметить, что при сдвиге закладной детали все ее анкерные стержни работают параллельно. Тогда при расположении анкерных стержней параллельно сдвигу податливость закладной детали определяется по формуле:

$$\lambda_{\tau} = 1 / \sum_{i=0}^n (1 / \lambda_i) = \frac{1}{n_s / \lambda_{\tau}} = \frac{6}{n_s \cdot d_s \cdot E_b}, \quad (2.2)$$

а при расположении стержней вдоль направления сдвига – по формуле:

$$\lambda_{\tau} = \frac{1,5}{n_s \cdot d_s \cdot E_b}, \quad (2.3)$$

На соединительные элементы вертикального стыка (накладки - пластины, накладки-уголки) действуют сдвигающие усилия - N_z . Если рассмотреть связь между напряжением и деформацией при сдвиге накладки-уголка и обозначить длину уголка как b , его толщину - как t , то податливость соединительного элемента вертикального стыка будет определяться по формуле:

$$\lambda_{\tau} = \frac{b}{G \cdot A}, \quad (2.4)$$

где $A = b \cdot t$ – площадь сечения, $G = 0.4E_b$ – модуль сдвига.

Соединительные элементы вертикального стыка могут испытывать действие сдвигающих усилий в направлении глобальных осей. Может иметь место изгиб закладной детали.

2.2 Метод перемещений для расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях и его особенности

Исходными данными для определения податливости сварного вертикального стыка на закладных деталях методом перемещений, являются конструктивные параметры вертикальных стыков несущих конструкций панельных зданий, начальное и конечное значение вертикальной сдвигающей нагрузки, величина горизонтальной нагрузки.

Данная методика расчета, также, как и основная аналитическая модель, позволяет находить «приведенную» податливость стыка, которая определяется через сумму перемещений конструктивных элементов соединения стеновых панелей.

На рисунке 2.2 представлен фрагмент вертикального стыка и условная схема усилий и перемещений в стыке для расчета податливости методом перемещений.

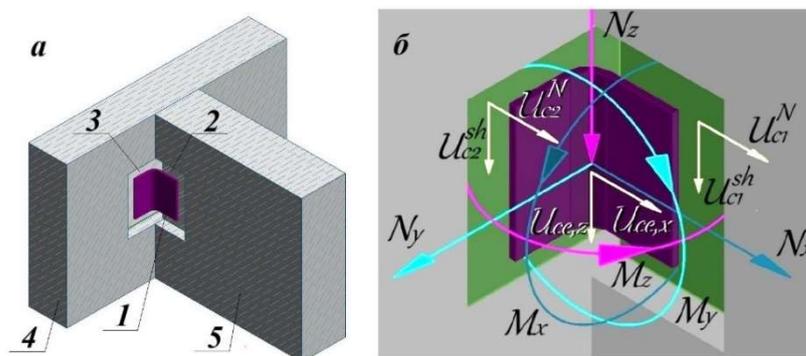


Рисунок 2.2 – Фрагмент вертикального стыка (а): 1-прокатный уголок, 2, 3; 4, 5 – стеновые панели; схема расчета податливости стыка методом перемещений (б).

Формулы для расчета вертикального стыка методом перемещений, приведены в рекомендациях по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций [84]. Ниже представлен алгоритм расчета.

Перемещение соединительной детали в вертикальном сварном стыке на закладных, определяется по закону Гука (2.5), который устанавливает связь между силой упругости и упругой деформацией тела (при малых деформациях).

$$F = k \cdot \Delta x, \quad (2.5)$$

где F - сила упругости; k - жесткость; Δx - деформация.

Податливость (перемещение) следует находить при действии на закладную деталь вертикальной сдвигающей силы, которая направлена перпендикулярно нормальным анкерным стержням, и, отдельно, при действии на нее нормальной отрывающей силы.

Перемещение закладной детали 1 от сдвигающей силы (направлена перпендикулярно нормальным анкерным стержням):

$$u_{c1}^{sh} = \varphi_t \cdot \left(1000 \cdot \frac{N_z^2}{n_{an1}^2 \cdot d^3 \cdot E_b^2} + \frac{N_x}{n_{an1} \cdot d \cdot E_b} \right) \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \sqrt{\frac{N_x}{N_z}} \right), \quad (2.6)$$

где: φ_t - коэффициент, принимаемый равным: для кратковременной нагрузки – 1; для длительной нагрузки – 2;

N_z , N_x - соответственно сдвигающая сила (направлена перпендикулярно нормальным анкерным стержням), горизонтальное усилие;

n_{an1} - количество анкеров в первой закладной детали;

d - диаметр анкера;

E_b - модуль упругости бетона.

Перемещение закладной детали 2 от сдвигающей силы (направлена перпендикулярно нормальным анкерным стержням):

$$u_{c2}^{sh} = \varphi_t \cdot \left(1000 \cdot \frac{N_z^2}{n_{an2}^2 \cdot d^3 \cdot E_b^2} + \frac{N_x}{n_{an2} \cdot d \cdot E_b} \right) \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \sqrt{\frac{N_x}{N_z}} \right), \quad (2.7)$$

где n_{an2} - количество анкеров во второй закладной детали.

Вертикальные перемещения соединительного элемента при сдвиге закладных деталей определяется из закона Гука по формуле:

$$u_{ce,z} = l_{ce} \cdot \operatorname{tg} \left[\frac{2.6 \cdot N_z}{h_{ce} \cdot t_{ce} \cdot E_s} \right], \quad (2.8)$$

где l_{ce} - длина соединительного элемента (для не приваренного участка соединительного элемента); h_{ce} - высота соединительного элемента; t_{ce} - толщина соединительного элемента; E_s - модуль упругости стали.

Формула для определения вертикальных перемещений соединительного элемента при сдвиге закладных деталей (2.8) включает в себя геометрические характеристики (длину, высоту и толщину соединительного элемента).

Функцию тангенса следует вычислять в радианах. Допускается выполнять приближенную замену ввиду малости аргумента функции тангенса $\tan \alpha \approx \alpha$.

Полное перемещение в направлении вертикальных нагрузок:

$$\sum u_1 = u_{c1}^{sh} + u_{c2}^{sh} + u_{ce,z} \quad (2.9)$$

Податливость от сдвигающей нагрузки:

$$\lambda_z = \frac{\sum u_1}{N_z} \quad (2.10)$$

Перемещение закладной детали 1 от растягивающего усилия:

$$u_{c1}^N = \frac{\varphi_s \cdot \varphi_t \cdot N_x}{n_{an1} \cdot d \cdot E_b \cdot \sqrt{\frac{d}{d_0}}}, \quad (2.11)$$

где φ_s - коэффициент, принимаемый равным 1.5 и 1.2 соответственно для арматуры класса А400, А500.

$$\psi = \sqrt{\frac{d}{d_0}}, \quad (2.12)$$

где $d_0 = 16 \text{ мм}$

Перемещение закладной детали 2 от растягивающего усилия

$$u_{c2}^N = \frac{\varphi_s \cdot \varphi_t \cdot N_x}{n_{an2} \cdot d \cdot E_b \cdot \sqrt{\frac{d}{0.016}}} \quad (2.13)$$

Перемещение соединительной детали от растягивающего усилия:

$$u_{ce,x} = \frac{N_x \cdot l_{ce}}{A_{ce} \cdot E_s}, \quad (2.14)$$

где A_{ce} - площадь поперечного сечения соединительного элемента;

Полное перемещение в направлении горизонтального усилия:

$$\sum u_2 = u_{c1}^N + u_{c2}^N + u_{ce,x}, \quad (2.15)$$

Податливость от растягивающей нагрузки:

$$\lambda_x = \frac{\sum u_2}{N_x} \quad (2.16)$$

Метод перемещений, в отличие от основной аналитической модели, представленной в действующих нормах, определяет податливость вертикального стыка не только податливостью закладных деталей сопрягаемых стеновых панелей (податливостью анкеров закладных деталей), но и податливостью самих соединительных элементов, предназначенных для стыка закладных деталей. Податливость сварных швов строительными нормами и методом перемещений не учитывается.

2.3 Сравнительное определение податливости вертикального стыка на закладных деталях с использованием соединительных элементов в виде гнутых уголков с различными геометрическими характеристиками

С использованием метода перемещений выполнен расчет податливости сварного вертикального стыка при действии вертикальной сдвигающей нагрузки и горизонтального усилия.

Размеры гнутого уголка приняты из практики строительного производства размерами 75x50x5мм, длиной 100мм из стали класса С245. Сварка производится электродами Э46, катет шва 5 мм. Длина горизонтальных участков сварных швов 40 мм.

Исходные данные для расчета приведены в таблице 2.1

Таблица 2.1 – Исходные данные для расчета податливости методом перемещений

$N_z, кН$	$N_x, кН$	$E_b, МПа$	$E_s, МПа$	$d, м$	n_{an1}	n_{an2}	φ_t	$l_{ce}, м$	$h_{ce}, м$	$t_{ce}, м$	$A_{ce}, м^2$
60	25	30000	206000	0,01	2	6	1	0,035	0,1	0,005	0,0005

1. Перемещение закладной детали 1 от сдвигающей силы (направлена перпендикулярно нормальным анкерным стержням):

$$u_{c1}^{sh} = \varphi_t \cdot \left(1000 \cdot \frac{N_z^2}{n_{an1}^2 \cdot d^3 \cdot E_b^2} + \frac{N_z}{n_{an1} \cdot d \cdot E_b} \right) \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \sqrt{\frac{N_x}{N_z}} \right) = 1 \cdot \left(1000 \cdot \frac{60^2}{2^2 \cdot 0,01^3 \cdot (3 \cdot 10^7)^2} + \frac{60}{2 \cdot 0,01 \cdot 3 \cdot 10^7} \right) \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \sqrt{\frac{25}{60}} \right) = 0,00167 \text{ м}$$

2. Перемещение закладной детали 2 от сдвигающей силы (направлена перпендикулярно нормальным анкерным стержням):

$$u_{c2}^{sh} = \varphi_t \cdot \left(1000 \cdot \frac{N_z^2}{n_{an2}^2 \cdot d^3 \cdot E_b^2} + \frac{N_z}{n_{an2} \cdot d \cdot E_b} \right) \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \sqrt{\frac{N_x}{N_z}} \right) = 1 \cdot \left(1000 \cdot \frac{60^2}{6^2 \cdot 0,01^3 \cdot (3 \cdot 10^7)^2} + \frac{60}{6 \cdot 0,01 \cdot 3 \cdot 10^7} \right) \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \sqrt{\frac{25}{60}} \right) = 0,000219 \text{ м}$$

3. Перемещение соединительной детали от сдвигающей силы (направлена перпендикулярно нормальным анкерным стержням), для не приваренного участка:

$$u_{ce,z} = l_{ce} \cdot \operatorname{tg} \left[\frac{2,6 \cdot N_z}{h_{ce} \cdot t_{ce} \cdot E_s} \right] = (0,075 - 0,04) \cdot \operatorname{tg} \left[\frac{2,6 \cdot 0,060 \cdot 0,5}{0,1 \cdot 0,005 \cdot 206000} \right] = 0,000027 \text{ м}$$

4. Общее перемещение:

$$\sum u_1 = u_{c1}^{sh} + u_{c2}^{sh} + u_{ce,z} = 0,00167 + 0,000219 + 0,000027 = 0,00191 \text{ м}$$

5. Податливость стыка от вертикального сдвигающего усилия:

$$\lambda_z = \frac{\sum u_1}{N_z} = \frac{0,00191}{60} = 0,0000319 \frac{\text{мм}}{\text{Н}}$$

6. Перемещение закладной детали 1 от растягивающего усилия:

$$u_{c1}^N = \frac{1,2 \cdot \varphi_t \cdot N_x}{n_{an1} \cdot d \cdot E_b \cdot \sqrt{\frac{d}{16}}} = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 25}{2 \cdot 0,01 \cdot 3 \cdot 10^7 \cdot \sqrt{\frac{0,01}{0,016}}} = 0,000063 \text{ м}$$

7. Перемещение закладной детали 2 от растягивающего усилия

$$u_{c2}^N = \frac{1,2 \cdot \varphi_t \cdot N_x}{n_{an2} \cdot d \cdot E_b \cdot \sqrt{\frac{d}{16}}} = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 25}{6 \cdot 0,01 \cdot 3 \cdot 10^7 \cdot \sqrt{\frac{0,01}{0,016}}} = 0,000021 \text{ м}$$

8. Перемещение соединительной детали от растягивающего усилия:

$$u_{ce,x} = \frac{N_x \cdot l_{ce}}{A_{ce} \cdot E_s} = \frac{25 \cdot 0,5 \cdot (0,075 - 0,04)}{0,0005 \cdot 2,06 \cdot 10^8} = 0,00000425 \text{ м}$$

9. Полное перемещение в направлении горизонтального усилия:

$$\sum u_2 = u_{c1}^N + u_{c2}^N + u_{ce,x} = 0,0000633 + 0,0000211 + 0,00000425 = 0,0000886 \text{ м}$$

10. Податливость при растяжении:

$$\lambda_x = \frac{\sum u_2}{N_x} = \frac{0,0000886}{25} = 0,0000035 \frac{\text{мм}}{\text{Н}}$$

Таким образом, получены значения: Податливость от вертикального сдвига -

$$\lambda_z = 3,19 \cdot 10^{-5} \frac{\text{мм}}{\text{Н}}, \text{ податливость от горизонтального усилия - } \lambda_x = 3,5 \cdot 10^{-6} \frac{\text{мм}}{\text{Н}}.$$

По приведенному выше алгоритму выполнено сравнение податливости только соединительного элемента - гнутых уголков с различной толщиной полки и с различной высотой уголка при вертикальной сдвигающей нагрузке $N_z = 60 \text{ кН}$. Результаты выполненных расчетов приведены в таблице 2.2 и на диаграммах рисунка 2.3.

Таблица 2.2 – Результаты сравнения податливости гнутых уголков с различной толщиной полки и с различной высотой уголка

№ п/п	Размеры гнутого уголка, мм	Значение податливости, мм/Н
Уголки с различной толщиной полки		
1	75x50x4, L=100мм	$3,30289 \cdot 10^{-5}$
2	75x50x5, L=100мм	$3,27134 \cdot 10^{-5}$
3	75x50x6, L=100мм	$3,2503 \cdot 10^{-5}$
4	75x50x7, L=100мм	$3,23527 \cdot 10^{-5}$
5	75x50x8, L=100мм	$3,224 \cdot 10^{-5}$
6	75x50x9, L=100мм	$3,21524 \cdot 10^{-5}$
7	75x50x10, L=100мм	$3,20823 \cdot 10^{-5}$
8	75x50x12, L=100мм	$3,19771 \cdot 10^{-5}$
Уголки с различной высотой		
9	75x50x5, L=50мм	$3,39755 \cdot 10^{-5}$
10	75x50x5, L=80мм	$3,30289 \cdot 10^{-5}$
11	75x50x5, L=100мм	$3,27134 \cdot 10^{-5}$
12	75x50x5, L=120мм	$3,2503 \cdot 10^{-5}$
13	75x50x5, L=150мм	$3,22926 \cdot 10^{-5}$
14	75x50x5, L=200мм	$3,20823 \cdot 10^{-5}$

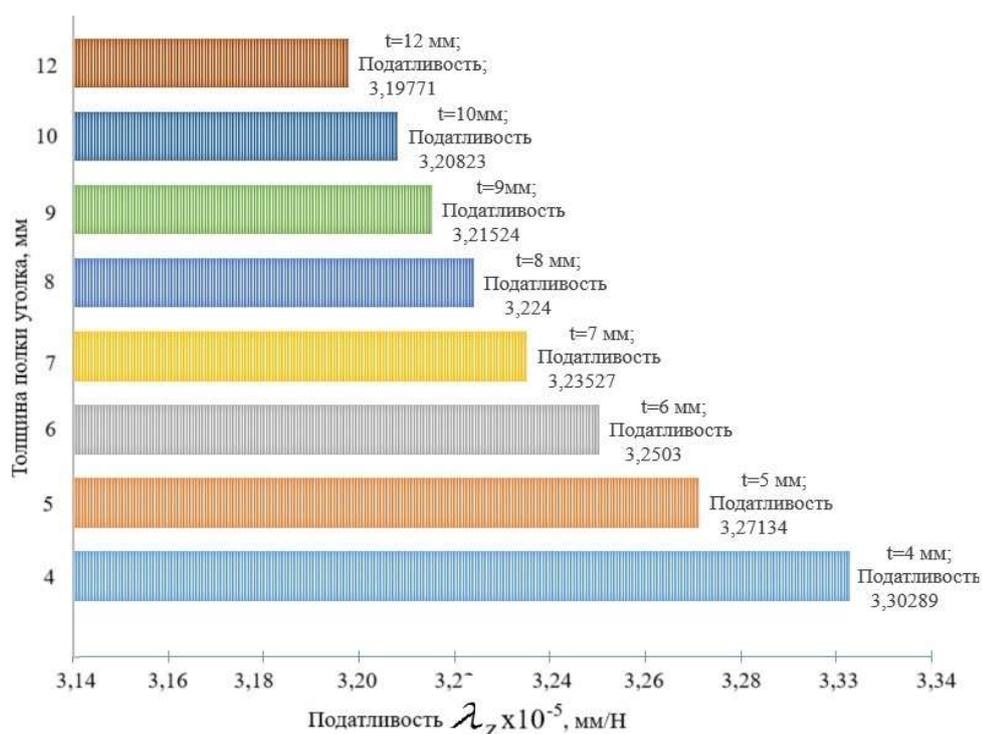


Рисунок 2.3 – Зависимость величины податливости от толщины полки уголка

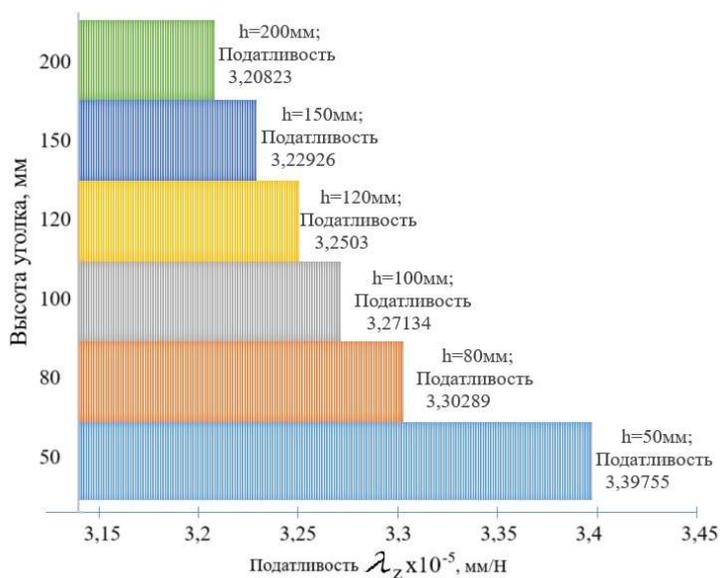


Рисунок 2.4 – Зависимость величины податливости от высоты уголка

В результате выполненного анализа установлена обратно-пропорциональная зависимость между податливостью металлического гнутого уголка и его геометрическими параметрами: податливость уголка с толщиной полки 4 мм выше податливости уголка с толщиной полки 12 мм на 3,3 %, податливость уголка высотой 50 мм выше податливости уголка высотой 200 мм на 5,9 %.

2.4 Расчет податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками, выполненный по основной аналитической модели и методом перемещений

Расчет выполнен по основной аналитической модели расчета податливости вертикальных стыков, представленный в [74], и методом перемещений.

Исходные данные:

1. Стеновые панели – бетон В20.
 2. Закладная деталь - пластина толщиной $t=8$ мм, шириной $a=150$ мм, расстояние в свету между сварными швами $l=40$ мм; гладкие арматурные стержни диаметром $d=10$ мм. У контактной поверхности расположено 2 стержня, перпендикулярных плоскости стеновой панели и 2 параллельные ей.
 3. Соединительные элемент – гнутый металлический уголок.
- В таблице 2.3 представлены исходные данные для расчетов.

Таблица 2.3 – Деформационные характеристики конструкций

	$E, \text{ МПа}$	$G, \text{ МПа}$	$\varphi_{b,cr} / \varphi_t$
Бетон В 20	27500	11000	1,8
Сталь С255	206000	79000	-

Далее приведен расчет податливости сварного вертикального стыка на закладных по основной аналитической модели:

Следует отметить, что при сдвиге закладной детали и определении податливости все ее анкерные стержни работают параллельно. Тогда при классе бетона В20 ($E_b=27500 \text{ Н/мм}^2$) и расположении анкерных стержней $d_s=10$ мм перпендикулярно направлению сдвига податливость одного анкера закладной детали определяется по формуле:

$$\lambda_{cl} = \frac{6}{d_s \cdot E_b} = \frac{6}{10 \cdot 27500} = 2,18 \cdot 10^{-5} \frac{\text{мм}}{\text{н}},$$

а при расположении стержней вдоль направления сдвига податливость одного анкера закладной определяется по формуле:

$$\lambda_{\tau 2} = \frac{1,5}{d_s \cdot E_b} = \frac{1,5}{10 \cdot 27500} = 0,545 \cdot 10^{-5} \frac{\text{мм}}{\text{н}}.$$

При наличии в закладной детали двух анкеров, расположенных перпендикулярно, и двух анкеров, расположенных параллельно направлению сдвига, податливость одной закладной детали составляет:

$$\lambda_{\tau,1+2} = \frac{1}{\frac{2}{\lambda_{\tau 1}} + \frac{2}{\lambda_{\tau 2}}} = \frac{1}{\frac{2}{2,18 \cdot 10^{-5}} + \frac{2}{0,545 \cdot 10^{-5}}} = \frac{1}{(0,917 + 3,67) \cdot 10^5} = 0,218 \cdot 10^{-5} \frac{\text{мм}}{\text{н}}.$$

Суммарная податливость двух одинаковых закладных деталей, соединяемых накладкой, определяется с учетом их параллельной работы:

$$\lambda_{\tau,закл.} = \frac{1}{\frac{2}{0,218 \cdot 10^{-5}}} = \frac{1}{9,17 \cdot 10^5} = 1,09 \cdot 10^{-6} \frac{\text{мм}}{\text{н}}.$$

Податливость соединительного элемента (накладки) вертикального стыка на закладных деталях при действии сдвигающего усилия определяется в зависимости от расстояния между сварными швами накладки $b=40$ мм, площади расчетного сечения $A = l \cdot t = 150 \cdot 8 = 1200 \text{ мм}^2$, с учетом значения модуля сдвига $G = 0,4 E$ и определяется по формуле:

$$\lambda_{\tau,накл.} = \frac{b}{G \cdot A} = \frac{40}{0,4 \cdot 200000 \cdot 1200} = \frac{40}{9,6 \cdot 10^7} = 0,416 \cdot 10^{-6} \frac{\text{мм}}{\text{н}}$$

Податливость стыка на закладных деталях при действии сдвигающего усилия с учетом параллельной работы элементов стыка составит:

$$\lambda_{\tau,1+2} = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{\tau,закл.}} + \frac{1}{\lambda_{\tau,накл.}}} = \frac{1}{\frac{1}{1,09 \cdot 10^{-6}} + \frac{1}{0,416 \cdot 10^{-6}}} = \frac{1}{(0,917 + 2,4) \cdot 10^6} = 0,3 \cdot 10^{-6} \frac{\text{мм}}{\text{н}}.$$

Следует отметить, что соединительные элементы вертикального стыка могут испытывать действие сдвигающих усилий в направлении остальных глобальных осей, а также действие изгибающего момента и продольной силы в направлении всех глобальных осей.

Ниже представлен расчет податливости аналогичного конструктивного решения сварного вертикального стыка с соединением в виде гнутого металлического уголка. Исходные данные соответствуют исходным данным, принятым при расчете по основной аналитической модели (деформационные характеристики материалов даны в таблице 2.3). Кроме того, дополнительно

указываются величины вертикального сдвигающего усилия и горизонтального растягивающего усилия. Вертикальная нагрузка принята - $N_z = 60 \text{ кН}$, горизонтальная - $N_x = 25 \text{ кН}$.

Алгоритм расчета:

- Перемещение закладной детали 1 от сдвигающей силы (направлена перпендикулярно нормальным анкерным стержням):

$$u_{c1}^{sh} = \varphi_t \cdot \left(1000 \cdot \frac{N_z^2}{n_{an1}^2 \cdot d^3 \cdot E_b^2} + \frac{N_z}{n_{an1} \cdot d \cdot E_b} \right) \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \sqrt{\frac{N_x}{N_z}} \right) = 1 \cdot \left(1000 \cdot \frac{60^2}{2^2 \cdot 0,01^3 \cdot (2,75 \cdot 10^7)^2} + \frac{60}{2 \cdot 0,01 \cdot 2,75 \cdot 10^7} \right) \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \sqrt{\frac{25}{60}} \right) = 0,00197 \text{ м}$$

- Перемещение закладной детали 2 от сдвигающей силы (направлена перпендикулярно нормальным анкерным стержням):

$$u_{c2}^{sh} = \varphi_t \cdot \left(1000 \cdot \frac{N_z^2}{n_{an2}^2 \cdot d^3 \cdot E_b^2} + \frac{N_z}{n_{an2} \cdot d \cdot E_b} \right) \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \sqrt{\frac{N_x}{N_z}} \right) = 1 \cdot \left(1000 \cdot \frac{60^2}{2^2 \cdot 0,01^3 \cdot (2,75 \cdot 10^7)^2} + \frac{60}{2 \cdot 0,01 \cdot 2,75 \cdot 10^7} \right) \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \sqrt{\frac{25}{60}} \right) = 0,00197 \text{ м}$$

- Перемещение соединительной детали от сдвигающей силы (направлена перпендикулярно нормальным анкерным стержням):

$$u_{ce,z} = l_{ce} \cdot \text{tg} \left[\frac{2,6 \cdot N_z}{h_{ce} \cdot t_{ce} \cdot E_s} \right] = 0,040 \cdot \text{tg} \left[\frac{2,6 \cdot 0,060 \cdot 0,5}{0,1 \cdot 0,008 \cdot 206000} \right] = 0,0000189 \text{ м}$$

- Общее перемещение:

$$\sum u_1 = u_{c1}^{sh} + u_{c2}^{sh} + u_{ce,z} = 0,00197 \cdot 2 + 0,00000189 = 0,004 \text{ м}$$

- Податливость стыка от вертикального сдвигающего усилия:

$$\lambda_z = \frac{\sum u_1}{N_z} = \frac{0,0040}{60} = 0,000067 \frac{\text{мм}}{\text{Н}}$$

Также выполнен расчет податливости при вертикальной и горизонтальной нагрузках – 1 кН. Исходные данные также приняты по таблице 2.4. В итоге получена податливость $\lambda_z = 0,81 \cdot 10^{-5} \frac{\text{мм}}{\text{Н}}$.

Величина податливости стыка, определенная по основной аналитической модели и методом перемещений отличается на порядок.

2.5 Сравнительный расчет податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с применением соединительного элемента в виде прокатного и гнутого металлического уголка

В рамках данной работы выполнен расчет податливости сварных вертикальных стыков с двумя типами соединительных элементов: с использованием прокатного и гнутого металлического уголка с использованием метода перемещений.

На рисунке 2.5 показаны прокатный (а) и гнутый (б) уголки, выбранные для исследования.

Прокатный уголок имеет утолщение в зоне изгиба, у гнутого металлического уголка толщина одинаковая по все длине уголка.

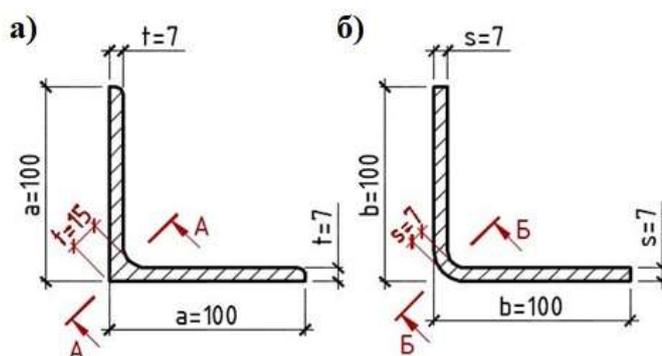


Рисунок 2.5 – прокатный (а) и гнутый (б) уголки, выбранные для исследования

При расчете необходимо учитывать толщину уголка в сечении, ортогональном действующей нагрузке. Поскольку, вертикальный стык в крупнопанельном здании работает в основном на вертикальный сдвиг, сечение при анализе выбрано ортогональным вертикальной сдвигающей силе (сечения А-А, Б-Б рисунок 2.5).

На рисунке 2.6 (а) показан сварной вертикальный стык на закладных деталях с гнутым уголком и вертикальная сдвигающая сила $-N_{\text{об}}$. На рисунке 2.6 (б) – стык после действия сдвигающей нагрузки. Длина горизонтальных участков сварных швов 60 мм.

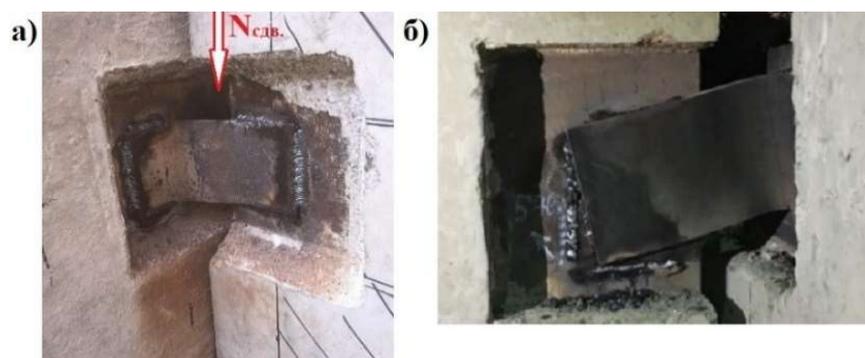


Рисунок 2.6 – Вертикальный стык с гнутым уголком на сварке до разрушения (а);
вертикальный стык с гнутым уголком после разрушения (б)

Исходные данные для расчета даны в таблице 2.4.

За основу были взяты геометрические размеры гнутых уголков, применяемых в реальных условиях строительных площадок при возведении крупнопанельных зданий в Москве.

Таблица 2.4 – Исходные данные для расчета податливости сварного вертикального стыка на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками

Исходные данные	Гнутый уголок 100x100x7 по ГОСТ 19771-93	Прокатный уголок 100x100x7 по ГОСТ 8509-93
Вертикальная нагрузка, горизонтальное обжатие	$N_z = 60кН, N_x = 25кН$	
Модуль упругости бетона	$E_b = 27500Па$	
Модуль упругости стали	$E_s = 206000Па$	
Диаметр анкера	$d = 10мм$	
Количество анкеров в первой и второй ЗД соответственно	$n_{a1} = 2шт, n_{a2} = 2шт$	
Длина соединительного элемента	$l_{ce} = 40мм$	
Высота соединительного элемента	$h_{ce} = 100мм$	
Толщина соединительного элемента в зоне изгиба	$t_{ce} = 7мм$	$t_{ce} = 15мм$
Коэффициент, зависящий от длительности действия нагрузки	$\varphi = 1$	
Площадь поперечного сечения соединительного элемента	$A_{ce} = 700мм$	$A_{ce} = 1500мм$

Результаты сравнительного расчета показаны в таблице 2.5.

Таблица 2.5 - Результаты сравнительного расчета податливости сварного вертикального стыка на закладных деталях с соединительным элементом в виде прокатного уголка и гнутого уголка с одинаковыми геометрическими и прочностными характеристиками

Тип уголка	Значение податливости, мм/Н
Гнутый уголок 100x100x7 по ГОСТ 19771-93	$6,60 \cdot 10^{-5}$
Прокатный уголок 100x100x7 по ГОСТ 8509-93	$6,58 \cdot 10^{-5}$

Так как $6,60 \cdot 10^{-5} > 6,58 \cdot 10^{-5}$ при действии вертикальной нагрузки 60 кН и горизонтальной – 25 кН, следовательно податливость гнутого уголка выше податливости прокатного уголка. Однако, выполненный расчет является весьма условным, т.к. представленные методики рассчитывают вертикальный стык на закладных деталях до предела пропорциональности, т.е. найденные значения податливости не соответствуют реальным значениям податливости, возникающим при эксплуатации крупнопанельных зданий.

Разницу в фактических значениях податливости вертикальных стыков на закладных деталях с соединительным элементом в виде гнутого и прокатного уголка возможно определить экспериментально.

2.6 Методика расчета сварных соединений

Неравномерность распределения напряжений в сварном шве может определять характер разрушения конструктивных элементов вертикального стыка: по закладной детали, соединительному элементу или сварному шву.

Податливость сварных швов значительно меньше податливости закладной детали и соединительных элементов, поэтому ее не учитывают в расчете податливости стыков крупнопанельных зданий. Изучение деформативности сварных швов необходимо для комплексного исследования напряженно-

деформированного состояния несущих конструкций вертикальных стыков крупнопанельных зданий.

Определенную сложность представляет количественная оценка податливости сварных швов сопряжения закладных деталей вертикальных стыков крупнопанельных зданий. Механизм появления и развития остаточных поперечных, продольных деформаций и деформаций изгиба в пластинах при сварке описан в [69].

Свариваемые пластины обладают остаточными напряжениями и деформациями. На рисунке 2.7 приведены схемы, поясняющие механизм появления и развития остаточных напряжений и деформаций в пластинах при сварке.

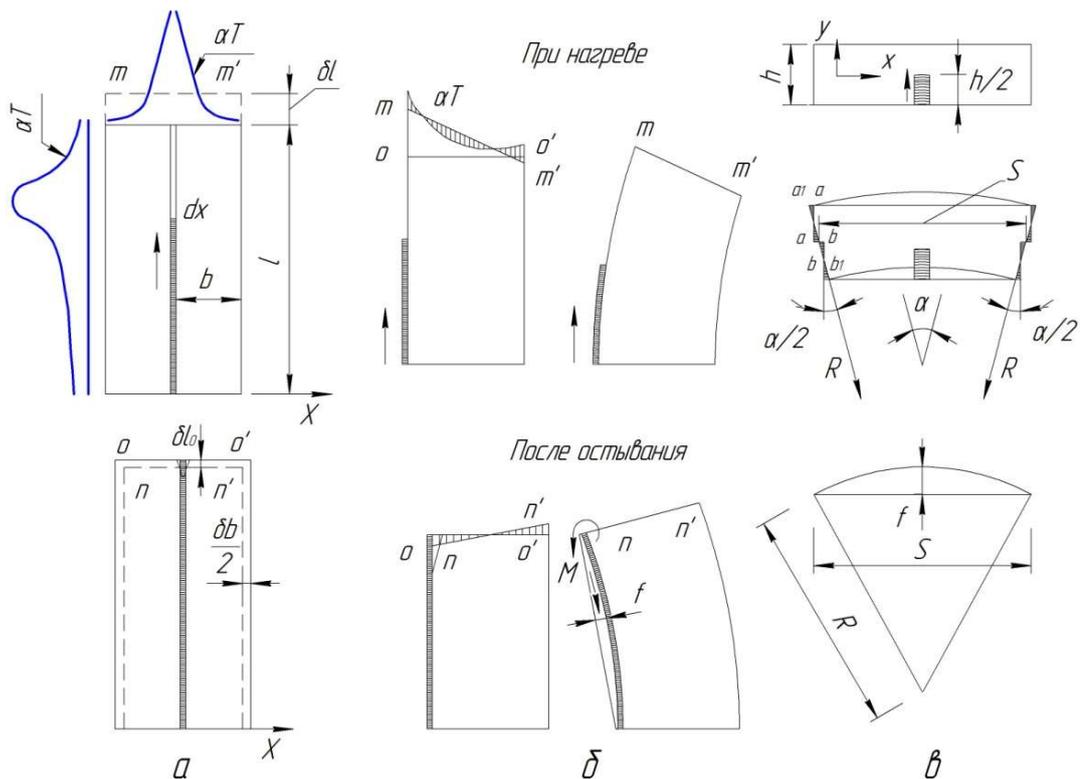


Рисунок 2.7 – Механизм появления и развития остаточных поперечных, продольных деформаций и деформаций изгиба в пластинах при сварке:
 поперечные и продольные деформации при симметричном наложении швов (а),
 деформации изгиба при нагреве и после остывания (б);
 поперечная усадка швов (в)

В эксплуатационной стадии остаточные напряжения складываются с напряжениями в пластинах от внешних нагрузок. В результате этого может образоваться дополнительная пластическая деформация, из-за которой размеры поперечного сечения закладной детали должны быть увеличены.

Для определения усилий и деформаций в конструктивных элементах стыка после выполнения сварных швов можно воспользоваться методикой, изложенной в [69]. Эта методика разработана по результатам обширных экспериментальных исследований прочности и деформативности сварных швов.

Для определения перемещений связей в виде сварных швов можно использовать приближённый способ определения деформаций, связанных с поперечным сокращением зоны сварных соединений.

В сварных швах образуются пластические деформации и растягивающие напряжения, приближающиеся к пределу текучести стали R_y . При этом растягивающие усилия будут равны:

$$N = R_y \Omega_t, \quad (2.17)$$

где Ω_t - площадь зоны пластического деформирования.

Для всех соединительных элементов (стальных накладок и пр.) при действии осевой силы N , проходящей через центр тяжести соединения, должны быть выполнены условия прочности и устойчивости:

$$\frac{N}{(t \cdot l_w \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c)} \leq 1, \quad (2.18)$$

где t - наименьшая из толщин соединяемых элементов; l_w - расчетная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на 2, или полной его длине, если концы шва выведены за пределы стыка.

Неравномерность распределения концентраций напряжений в сварных швах связана с наличием в них трещиноподобных дефектов, таких как: непровары, а также трещины, образовавшиеся в процессе эксплуатации на поверхности объемных дефектов в основном металле (вмятин, коррозионных каверн и т.д.).

2.7 Численный анализ напряженно-деформированного состояния сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками

С целью определения напряженно-деформированного состояния в сварных вертикальных стыках на закладных деталях с гнутыми и с прокатными уголками при действии сдвигающей нагрузки выполнено моделирование методом объемных конечных элементов в программно-вычислительном комплексе SCAD office.

Расчетная модель стыка состоит из 6 и 8-узловых изопараметрических конечных элементов. Разбивка сетки конечных элементов назначена 10 мм. Жесткости объемных элементов заданы в соответствии с действующими нормами: материал стен – бетон тяжелый В25, закладные детали, гнутые и прокатные уголки – сталь С255. Вертикальная сдвигающая нагрузка 50 кН.

На рисунке 2.8 показан исследуемый вертикальный стык крупнопанельного здания с гнутыми уголками с размерами 75x75x5 мм. Прокатные уголки приняты с аналогичными размерами.

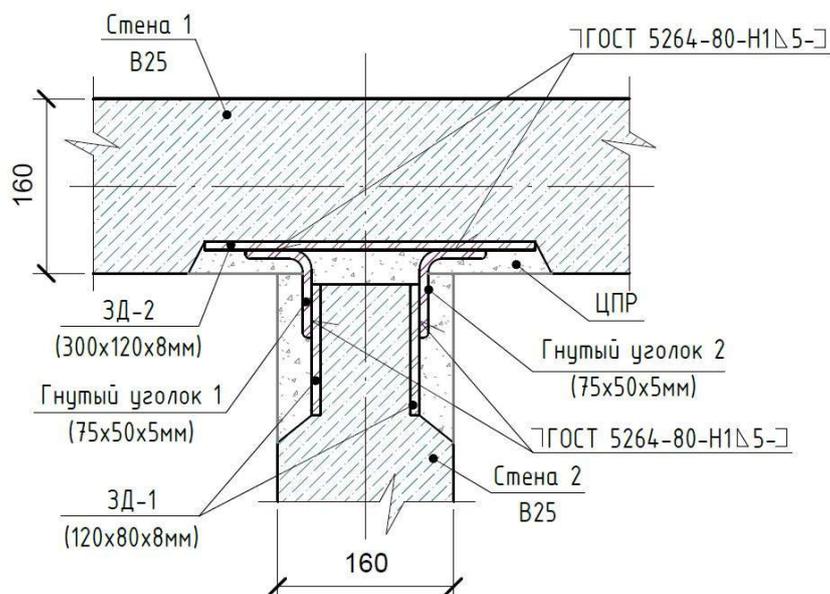


Рисунок 2.8 – Схема вертикального стыка с гнутыми уголками

Размеры закладных деталей показаны на рисунке 2.9.

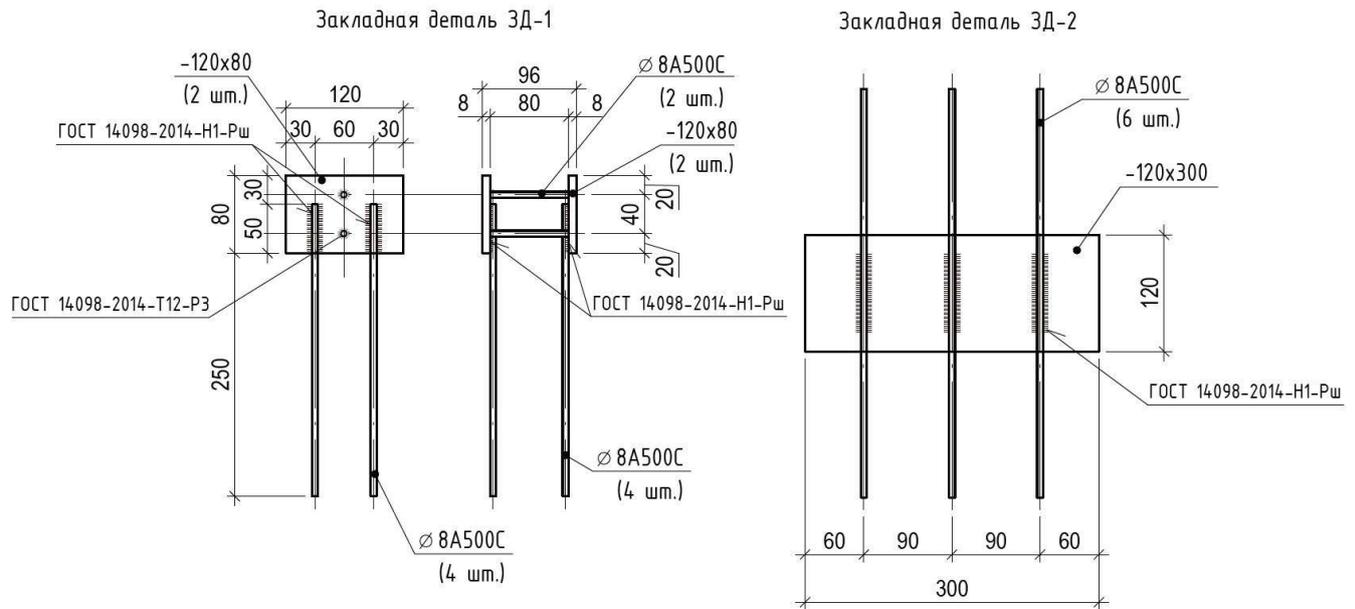


Рисунок 2.9 – Закладные детали

На рисунке 2.10 показана расчетная схема вертикального стыка в общем виде (а) и металлические соединения заанкеренные в бетон стеновых панелей (б).

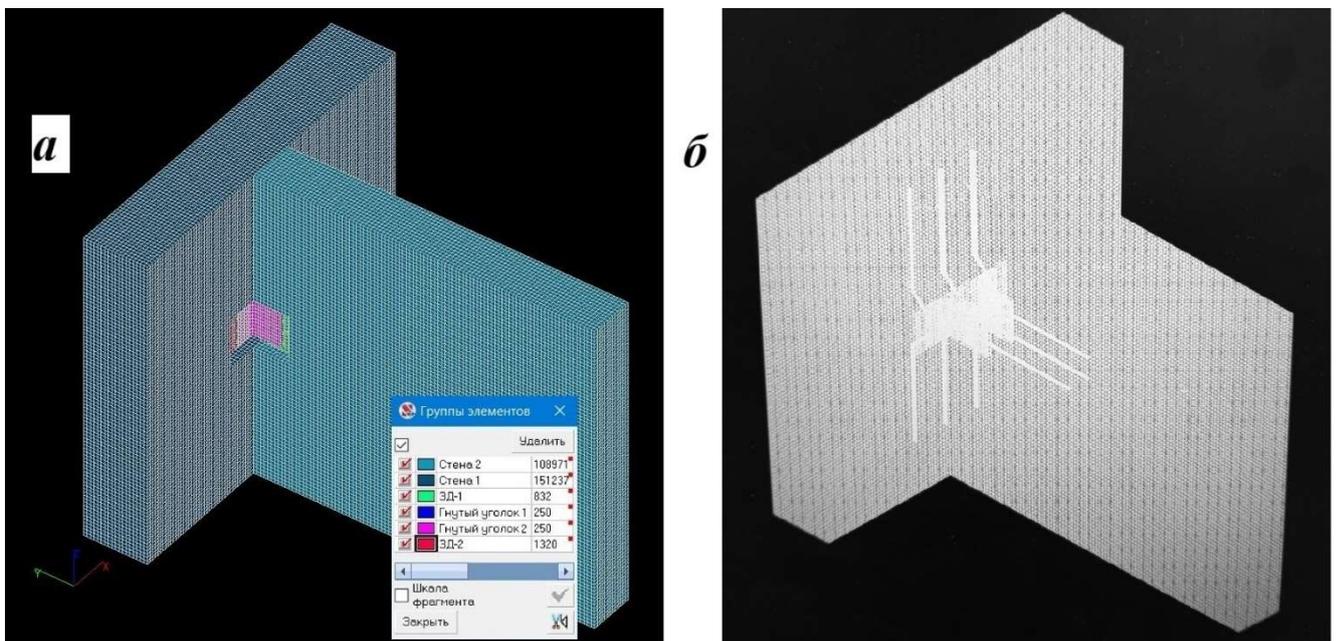


Рисунок 2.10 – Расчетная схема вертикального стыка в общем виде (а), расчетная схема стыка с металлическим соединительным элементом (б)

На рисунке 2.11 показаны металлические соединения закладных деталей с гнутыми и прокатными уголками.



Рисунок 2.11 – расчетная схема соединения: закладных деталей с гнутыми уголками (а), закладных деталей с прокатными уголками (б)

В результате выполненного моделирования сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками получены следующие результаты, которые представлены на рисунках 2.12 - 2.18.

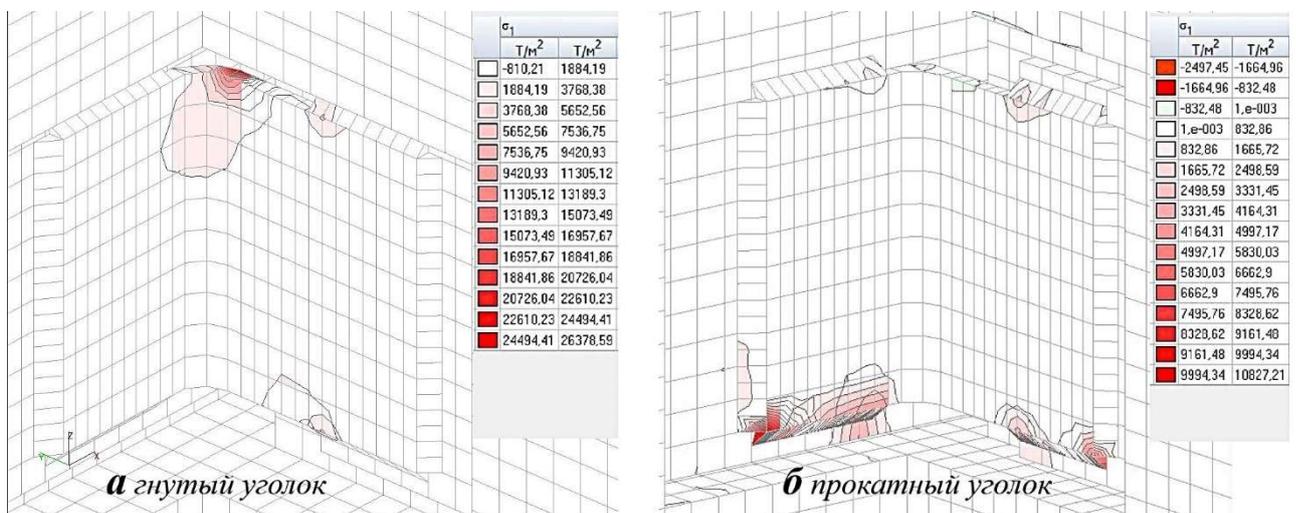


Рисунок 2.12 – Напряжения в вертикальном стыке на закладных деталях: с гнутыми уголками (а), с прокатными уголками (б)

Согласно рисунку 2.12, наибольшая концентрация напряжений в соединительном элементе в виде гнутого уголка сосредоточена в верхней части изгиба уголка, в то время как в прокатном уголке наиболее высокая концентрация напряжений находится в нижней части соединительного элемента, в том числе в нижних сварных соединениях прокатного уголка и закладной детали.

Максимальное значение напряжения в гнутом уголке превышает максимальное значение напряжения в прокатном уголке в 2,47 раз.

Поскольку максимальное напряжение в гнутом уголке составило $\sigma_1 = 26738,59 \text{ т/м}^2 = 262 \text{ Н/мм}^2$, расчетное сопротивление стали марки С255 $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$, поэтому максимальное напряжение в гнутом уголке превышает расчетное сопротивление стали марки С255 на 9 %. Максимальное напряжение в прокатном уголке составило $\sigma_1 = 10827 \text{ т/м}^2 = 106 \text{ Н/мм}^2$, меньше расчетного сопротивления стали марки С255 $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$.

Податливость сварного вертикального стыка на закладных деталях с гнутым уголком - $\lambda_{\text{сн}} = \frac{0,08 \text{ мм}}{50000 \text{ Н}} = 1,6 \cdot 10^{-6} \text{ мм/Н}$, податливость сварного вертикального стыка на закладных деталях с прокатным уголком - $\lambda_{\text{сн}} = \frac{0,01 \text{ мм}}{50000 \text{ Н}} = 0,2 \cdot 10^{-6} \text{ мм/Н}$, следовательно податливость стыка с гнутыми уголками выше податливости стыка с прокатными уголками в 8 раз.

Сравнительный анализ напряжений в гнутом и прокатном уголке по различным направлениям представлен на рисунках 2.13-2.15.

В соответствии с рисунком 2.13, максимальное напряжение по X в гнутом уголке превышает максимальное напряжение по X в прокатном уголке в 2,07 раз.

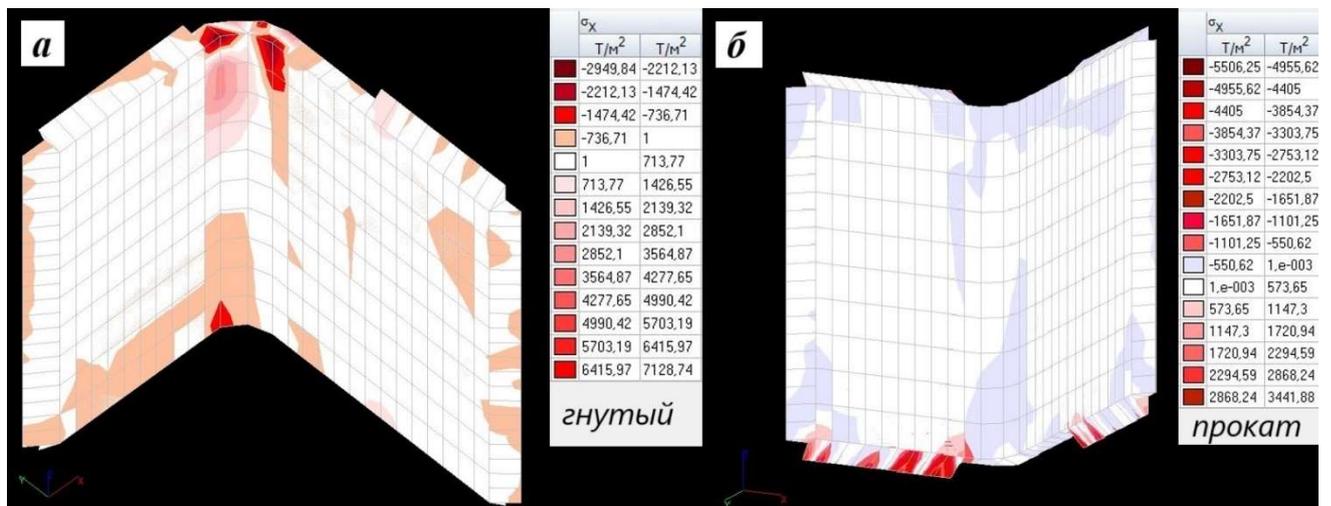


Рисунок 2.13 – Напряжения по X в гнутом уголке (а), напряжения по X в прокатном уголке (б)

В соответствии с рисунком 2.14, максимальное напряжение по Y в гнутом уголке превышает максимальное напряжение по Y в прокатном уголке 1,84 раз.

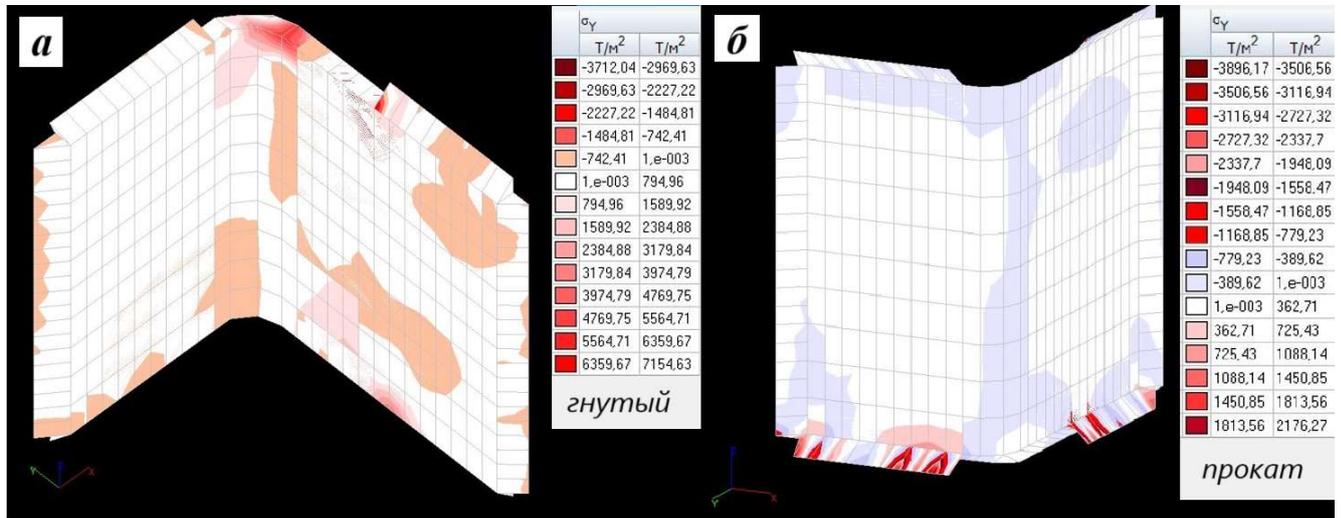


Рисунок 2.14 – Напряжения по Y в гнутом уголке (а), напряжения по Y в прокатном уголке (б)

В соответствии с рисунком 2.15, максимальное напряжение по Z в гнутом уголке превышает максимальное напряжение по Z в прокатном уголке 1,82 раз.

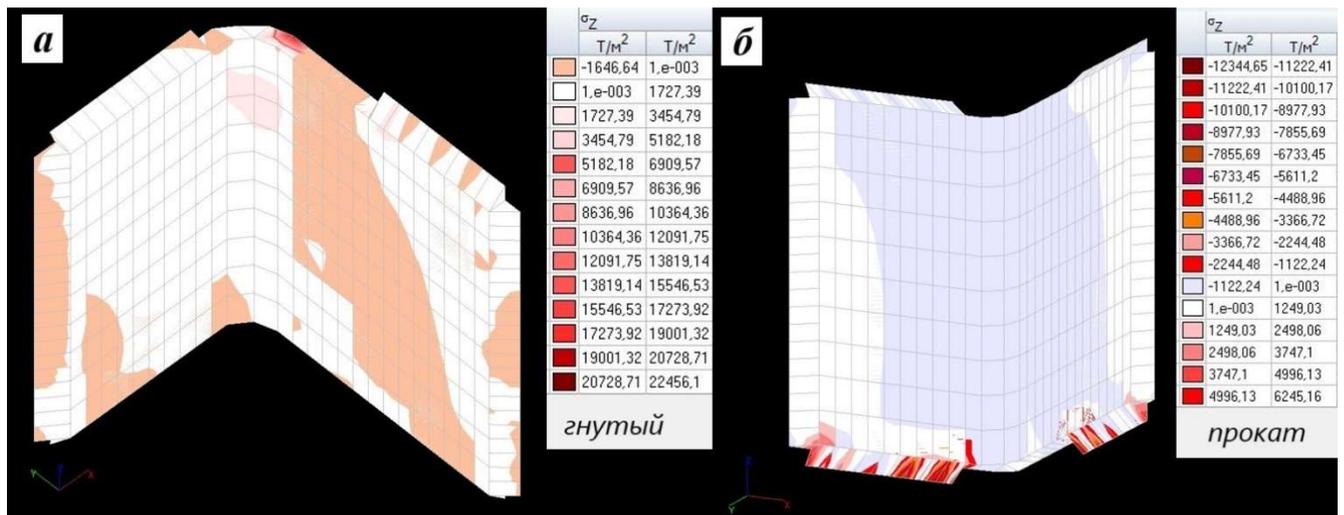


Рисунок 2.15 – Напряжения по Z в гнутом уголке (а), напряжения по Z в прокатном уголке (б)

Сравнительный анализ перемещений в гнутом и прокатном уголке по различным направлениям представлен на рисунках 2.16 - 2.18.

В соответствии с рисунком 2.16, максимальное перемещение по X в гнутом уголке превышает максимальное перемещение по X в прокатном уголке в 2,67 раз.

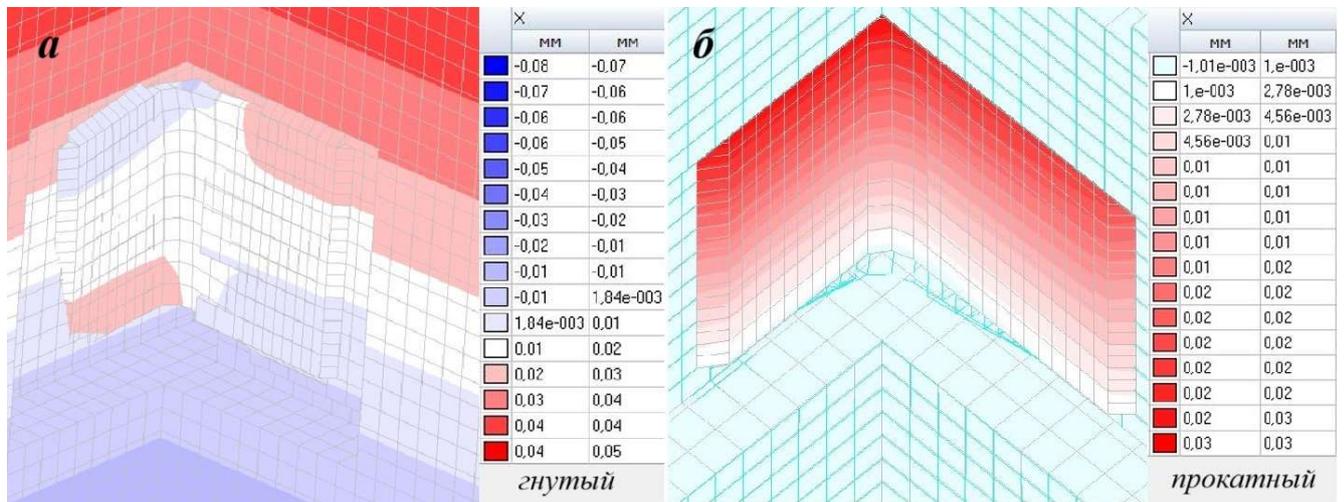


Рисунок 2.16 – Перемещения по X в гнутом уголке (а), перемещения по X в прокатном уголке (б)

В соответствии с рисунком 2.17, максимальное перемещение по Y в гнутом уголке превышает максимальное перемещение по Y в прокатном уголке в 1,5 раза.

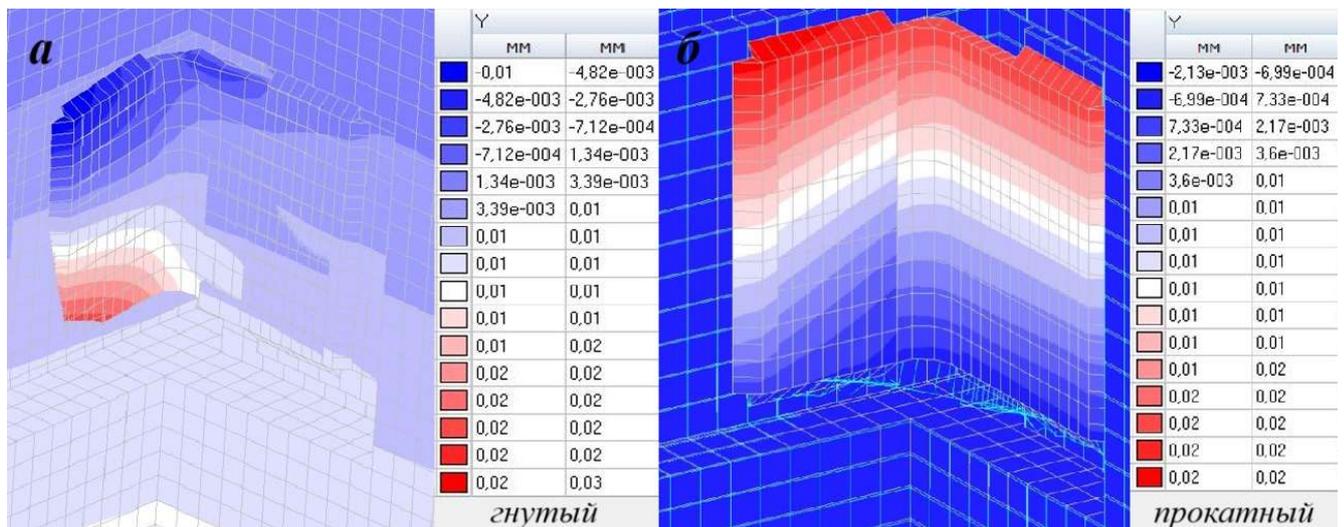


Рисунок 2.17 – Перемещения по Y в гнутом уголке (а), перемещения по Y в прокатном уголке (б)

В соответствии с рисунком 2.18, максимальное перемещение по Z в гнутом уголке превышает максимальное перемещение по Z в прокатном уголке в 8 раз.

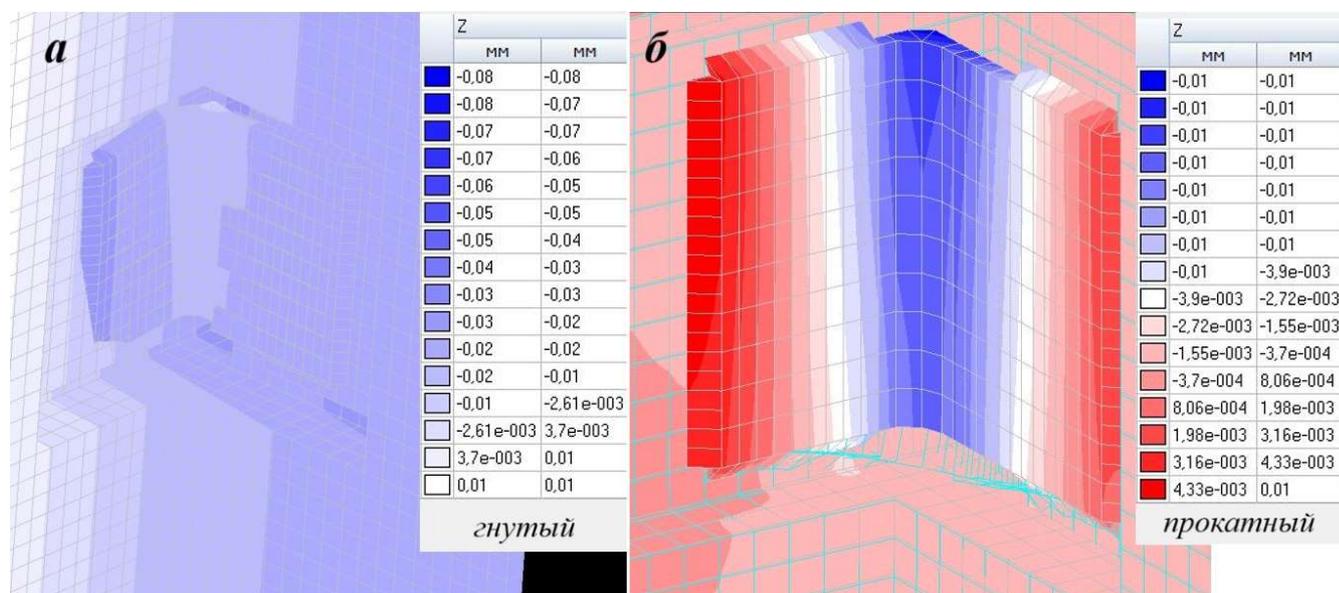


Рисунок 2.18 – Перемещения по Z в гнутом уголке (а), перемещения по Z в прокатном уголке (б)

Наибольшая концентрация напряжений в прокатном уголке сосредоточена в области нижних сварных соединений, в то время как наиболее высокая концентрация напряжений в гнутом уголке сосредоточена в верхней части изгиба уголка.

В результате выполненных численных исследований, получены данные о различном характере деформирования сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и с прокатными уголками, поэтому методики расчета податливости стыка с соединительными элементами в виде стандартных прокатных уголков не подходят для расчета податливости стыков с гнутыми уголками. Поэтому требуется разработать методику расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков, для этого необходимо проведение экспериментальных исследований.

2.7 Выводы по главе 2

•В результате выполненных аналитических исследований, установлены различия в существующих подходах к расчету податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях. Так, при расчете по основной аналитической модели, податливость складывается из податливости элементов стыка, определяющая роль отводится податливости анкерных стержней закладных деталей стыка (рассматривалась работа анкеров на сдвиг). При расчете методом перемещений, податливость определяется через сумму перемещений всех компонентов вертикального стыка с учетом напряженного состояния стыка (величины и вида воздействия: сдвиг, растяжение-сжатие), включая податливость соединительного элемента. В обоих случаях не учитывается вклад податливости сварных швов между закладными деталями и соединительной пластиной.

•Установлена обратно-пропорциональная зависимость между геометрическими параметрами гнутого уголка и величиной податливости: податливость уголка с толщиной полки 4 мм выше податливости уголка с толщиной полки 12 мм на 3,3 %, значение податливости уголка высотой 50 мм выше величины податливости уголка с высотой 200 мм на 5,9 %.

•В результате сравнительного анализа результатов численных исследований сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками, выполненного с использованием объемных конечных элементов в программно-вычислительном комплексе SCAD, установлен различный характер деформирования стыков с гнутыми и с прокатными уголками. Поскольку максимальные напряжения в вертикальном стыке с гнутыми уголками превышают значения максимальных напряжений в стыках с прокатными уголками в 2,5 раз, а податливость стыка с гнутыми уголками выше податливости стыка с прокатными уголками в 8 раз, сделан вывод о том, что существующие методики расчета податливости сварного вертикального стыка на закладных деталях с соединительными элементами в виде стандартного прокатного уголка не подходят для расчета податливости стыка с гнутыми уголками, поэтому требуется разработать методику расчета податливости стыка с гнутыми уголками, для этого необходимо проведение экспериментальных исследований.

Глава 3. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния сварных вертикальных стыков несущих конструкций крупнопанельных зданий на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками

3.1 Цель и задачи экспериментального исследования

Цель экспериментального исследования – определение податливости, характера деформирования и разрушения сварных вертикальных стыков несущих стеновых панелей на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков.

Для достижения указанной поставлены следующие задачи:

–определить зависимости перемещений от прикладываемой вертикальной сдвигающей и горизонтальной растягивающей нагрузки для соединительных элементов в виде гнутых и прокатных уголков в сварных вертикальных стыках на закладных деталях и представить результаты в графическом виде;

–на графиках «нагрузка-перемещение» выделить характерные стадии работы стыков и построить графики с соответствующими участками;

–определить предел пропорциональности и предел упругости для опытных образцов с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков при растяжении и вертикальном сдвиге;

–определить характер разрушения и параметры сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков при растяжении и сдвиге, необходимые для расчета и проектирования крупнопанельных зданий;

–выявить различия в процессе достижения предельных состояний по прочности и деформативности, а также в характере трещинообразования опытных образцов с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков при вертикальном сдвиге и горизонтальном растяжении;

–определить экспериментальные значения податливости соединительных элементов вертикального стыка на закладных деталях в виде гнутых и прокатных уголков для всех стадий работы стыков, выполнить анализ графиков зависимости значений податливости от относительной нагрузки;

–выполнить сравнительный анализ расчетных значений податливости для соединительных элементов вертикального стыка на закладных деталях в виде гнутых и прокатных уголков при растягивающей и сдвигающей нагрузке, соответствующей переходу стыка из упругой стадии работы в стадию пластического деформирования;

–вычислить поправочные коэффициенты для сопоставления податливости соединительных элементов в виде прокатных и гнутых уголков вертикального стыка на закладных деталях, позволяющих выполнить общий расчет крупнопанельного здания со сварными вертикальными стыками на закладных деталях с гнутыми уголками.

3.2 Программа экспериментального исследования

Работа выполнена при поддержке Министерства науки и высшего образования Российской Федерации (соглашение № 075-15-2021-686). Испытания проведены на оборудовании Головного регионального центра коллективного пользования научным оборудованием и установками Национального исследовательского Московского государственного строительного университета.

Всего подготовлено и испытано 15 опытных образцов.

Программа испытаний включала следующие этапы:

–изготовление двух видов металлической оснастки для испытания опытных образцов с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков при действии вертикальной сдвигающей и горизонтальной растягивающей нагрузки;

–выполнить две группы испытаний: I группа – испытание опытных образцов с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков на растяжение, II группа – испытание опытных образцов с соединительными элементами в виде

гнутых и прокатных уголков на вертикальный сдвиг, в соответствующих испытательных установках, при поэтапном увеличении нагрузки и с фиксацией усилий, соответствующих появлению первых деформаций в металлических уголках и сварных швах, пластических деформаций, а также разрушающих усилий;

–измерение перемещений в опытных образцах с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков при помощи установленных на опытные образцы измерительных приборов на всех этапах нагружения;

–построение графиков зависимости перемещения от нагрузки для опытных образцов с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков и анализ полученных результатов в соответствии с задачами экспериментальных исследований.

3.3 Конструктивные параметры опытных образцов

Опытные образцы представляли собой соединения металлических гнутых, либо прокатных уголков с закладными деталями (пластинами) и металлической оснастки, моделирующей работу вертикального стыка при растяжении, либо сдвиге.

Сварные швы непрерывные высокоточные (электроды Э50, швы – П-образные, способ сварки - РД) выполнены сварщиком 5 разряда.

Сталь уголков – С245 ГОСТ 8509-93.

Схема оснастки для испытания опытных образцов I группы на горизонтальное растяжение показана на рисунке 3.1.

Схема оснастки для испытания опытных образцов II группы на вертикальный сдвиг показана на рисунке 3.2.

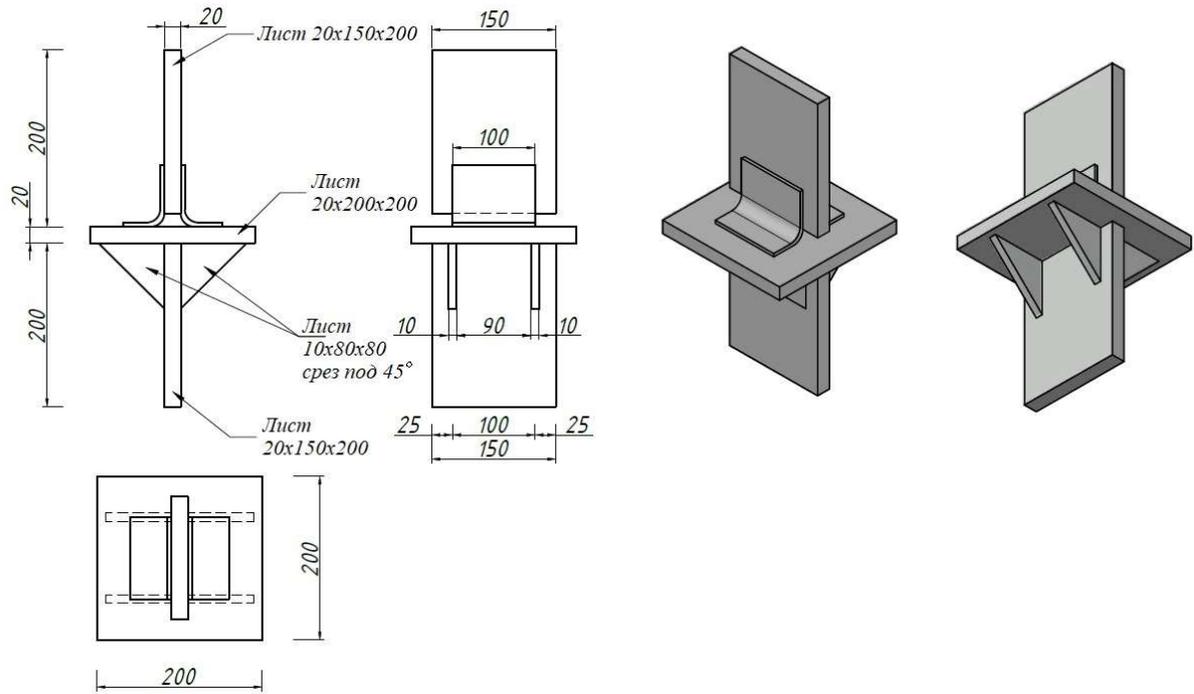


Рисунок 3.1 – Конструктивные параметры оснастки для испытания стальных элементов (гнуемые и прокатные уголки) на растяжение

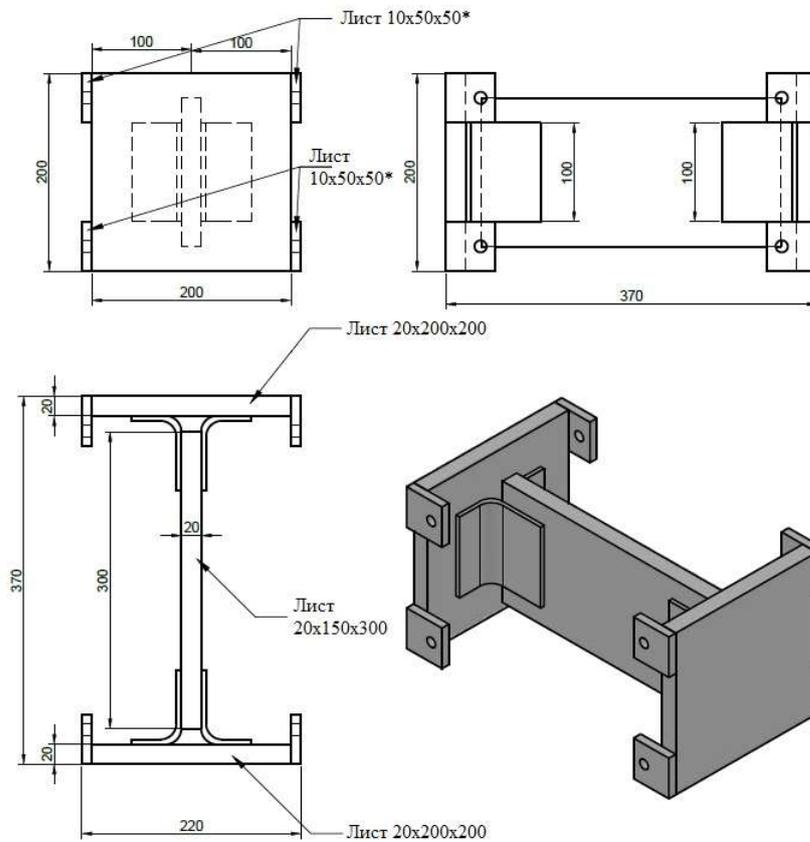


Рисунок 3.2 - Конструктивные параметры оснастки для испытания стальных элементов (гнуемые и прокатные уголки) на вертикальный сдвиг

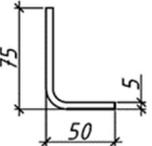
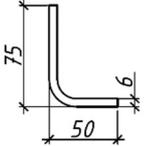
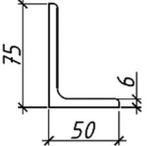
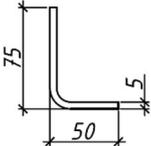
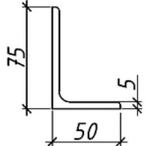
При испытаниях на вертикальный сдвиг лист 10x50x50* был приварен, при проведении испытания установлены затяжки на болтовые соединения М 12, класс прочности 5.8.

В соответствии с программой экспериментального исследования были изготовлены по 3 металлические оснастки в соответствии с количеством образцов в серии.

Всего было испытано 3 серии образцов при растяжении и 2 серии образцов при вертикальном сдвиге.

Размеры стальных закладных деталей и соединительных элементов должны быть минимальными и назначаться из условия размещения сварных швов необходимой длины, как правило объем монтажной сварки должен быть сравнительно небольшим. Исходя из вышеизложенных условий и практики строительного производства крупнопанельных жилых зданий выбраны размеры соединительных элементов опытных образцов, указанные в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Перечень испытанных образцов

Вид испытания в зависимости от вида нагрузки	Группа испытаний				
	I			II	
	Испытание на растяжение			Испытание на сдвиг	
Название серии по программе испытаний	I – 1	I – 2	II – 2	I – 1	II – 1
Вид соединительного элемента	Гнутый уголок	Гнутый уголок	Прокатный уголок	Гнутый уголок	Прокатный уголок
Размеры соединительного элемента	75x50x5мм, L=100мм	75x50x6мм, L=100мм		75x50x5мм, L=100мм	
Эскиз соединительного элемента					
Количество опытных образцов, шт	3	3	3	3	3

Опытные образцы до проведения испытаний на растяжение представлены на рисунке 3.3.

Серия I-1. Образцы с гнутыми уголками 75x50x5 до испытания



Серия I-2. Образцы с гнутыми уголками 75x50x6 до испытания



Серия II-2. Образцы с прокатными уголками 75x50x6 до испытания



Рисунок 3.3 – Опытные образцы до испытания на растяжение

Опытные образцы до испытания на вертикальный сдвиг показаны на рисунке 3.4.

I-1. Образцы с гнутыми уголками 75x50x5 до испытания



II-1. Образцы с прокатными уголками 75x50x5 до испытания



Рисунок 3.4 – Опытные образцы до испытания на сдвиг

3.4 Методика проведения испытаний, приборы и оборудование

Поскольку опытные образцы представляли собой соединения металлических гнутых, либо прокатных уголков с закладными деталями (пластинами) и металлической оснастки, моделирующей работу вертикального стыка при растяжении, либо сдвиге, подготовка опытных образцов к проведению испытаний включала следующие этапы:

1. Изготовление металлических оснасток на заводе металлоконструкций. Было изготовлено 3 оснастки для испытания опытных образцов на растяжение и 3 оснастки для испытания опытных образцов на вертикальный сдвиг.

2. Последовательная приварка гнутых и прокатных уголков различной толщины к металлическим оснасткам в соответствии с очередностью серий. Сварные швы непрерывные высокоточные (электроды Э50, швы – П-образные, способ сварки - РД) выполнены сварщиком 5 разряда на специализированном заводе металлоконструкций, соответствуют требованиям ГОСТ 23118-2019. Отклонения по монтажу не превышают значений, указанных в СП 70.13330.2012.

3. Готовые опытные образцы доставлялись в лабораторию Головного регионального центра коллективного пользования научным оборудованием и установками Национального исследовательского Московского государственного строительного университета для выполнения экспериментальных исследований.

4. После проведения испытаний в серии, опытные образцы доставлялись обратно на специализированный завод металлоконструкций с целью удаления металлических уголков и подготовки опытных образцов новой серии. Металлические уголки удаляли при помощи углошлифовальных машин. Поверхность металлической оснастки тщательно зашлифовывали для возможности приварки металлических уголков следующей серии.

5. Далее этапы №2-4 повторялись в соответствии с установленным порядком испытаний.

Испытания опытных образцов на растяжение проводили в напорной сервогидравлической машине Instron 8802 (рисунок 3.5, а), создававшей растягивающие усилия в стыках.

Опытные образцы при испытаниях на сдвиг подвергались воздействию сжимающей нагрузки, которая передавалась с пресса универсальной испытательной машины Instron 1000 HDX (рисунок 3.5, б) на стальную балку. Посредством стальной балки сжимающая нагрузка перераспределялась на опытный образец, вследствие чего в стыке возникали сдвигающие усилия.

Испытания опытных образцов проводились статической нагрузкой до момента разрушения.

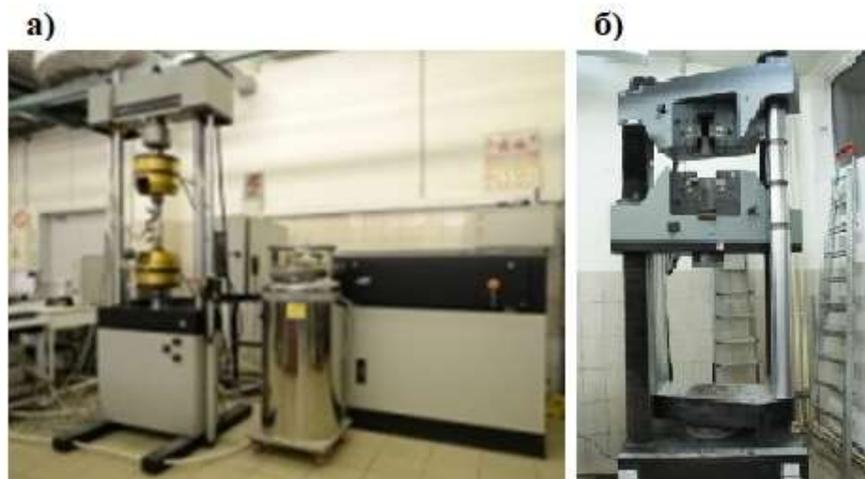


Рисунок 3.5 – Машины для испытаний: а) Instron 8802, б) Instron 1000 HDX

После установки распределительной траверсы выполнялся съем начальных показаний приборов.

Далее осуществлялось нагружение опытных образцов.

Нагружали опытные образцы ступенями, увеличивая нагрузку через равные промежутки времени на постоянную величину, с выдержками для записи показаний индикаторов перемещений.

Опытные образцы при испытании на растяжение нагружали этапами по 3 кН, 5кН, 10кН, а именно: первый опытный образец I-1-1с размерами 75x50x5 мм нагружался этапами по 10кН, второй опытный образец I-1-2 с размерами 75x50x5 мм нагружался этапами по 5 кН, все остальные опытные образцы нагружались по 3 кН.

Опытные образцы при испытании на сдвиг нагружали этапами по 30 кН с полной разгрузкой.

Разрушение опытных образцов фиксировалось визуально и по скачкообразному падению прикладываемого усилия.

При испытаниях проводилась фото и видеосъемка.

Перед началом экспериментальных исследований опытных образцов, были испытаны металлические уголки для определения основных характеристик стали.

С целью фиксации характера возникающих под нагрузкой деформаций опытных образцов на каждом этапе испытаний проводился визуальный осмотр.

Кроме того, измеряли усилия, соответствующие появлению первых деформаций в металлических уголках и сварных швах, пластических деформаций, а также разрушающие усилия.

Для измерения перемещений использовались цифровые индикаторы фирмы Micron типа ИЦ-50-0,01 с диапазоном измерения 0-50 мм и ценой деления $c = 0,01$ мм.

Цифровые индикаторы перемещений были установлены на опытные образцы таким образом, чтобы фиксировать перемещения в зоне изгиба уголков, согласно схемам на рисунках 3.6, 3.7.

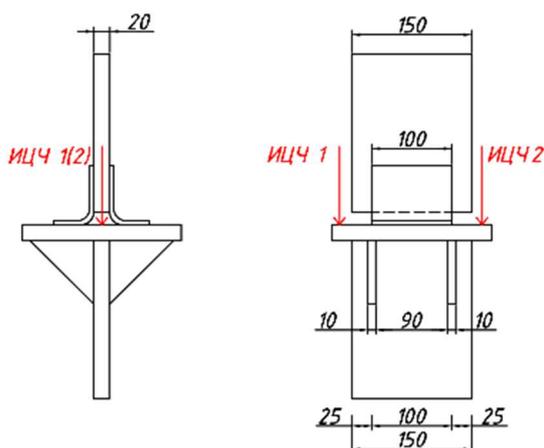


Рисунок 3.6 – Расположение цифровых индикаторов перемещений при испытании на растяжение

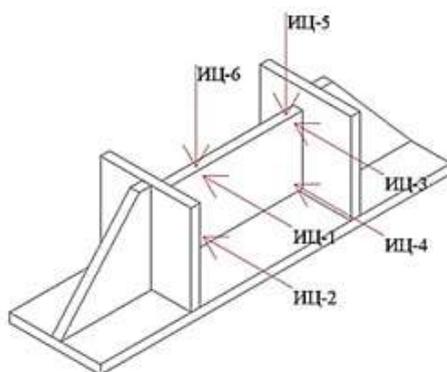


Рисунок 3.7 – Расположение цифровых индикаторов перемещений при испытании на сдвиг

На рисунке 3.8 показаны опытные образцы в испытательной машине до начала нагружения при испытаниях на растяжение и сдвиг.



Рисунок 3.8 – Опытные образцы на испытательном стенде до испытания: а) на растяжение, б) на сдвиг

3.5 Результаты испытаний гнутых и прокатных уголков на растяжение и их анализ

Анализ результатов, полученных в ходе экспериментальных исследований, включал в себя определение основных параметров вертикальных стыков, необходимых для оценки их несущей способности, а так же выявление показателей, характеризующих особенности работы опытных образцов в каждой серии испытаний.

Основанием для определения значений податливости опытных образцов послужили графики «нагрузка-перемещение» опытных образцов при растяжении и сдвиге. При построении графиков «нагрузка-перемещение» учитывались средние значения перемещений, полученные по индикаторам часового типа.

В таблице 3.2 приведены полученные в результате испытания на растяжение значения разрушающей нагрузки для опытных образцов с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм.

Таблица 3.2 – Значения разрушающей нагрузки, полученные при испытаниях на растяжение опытных образцов с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм

Вид соединительного элемента	Маркировка опытного образца	Размеры уголка, мм	Длина уголка, мм	Максимальная нагрузка, кН
Гнутый уголок	I-1-1	75x50x5	100	99,9
	I-1-2			96,1
	I-1-3			85,0

На рисунке 3.9 приведены графики «нагрузка-перемещение» опытных образцов с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм, полученные на основании результатов испытаний на растяжение.

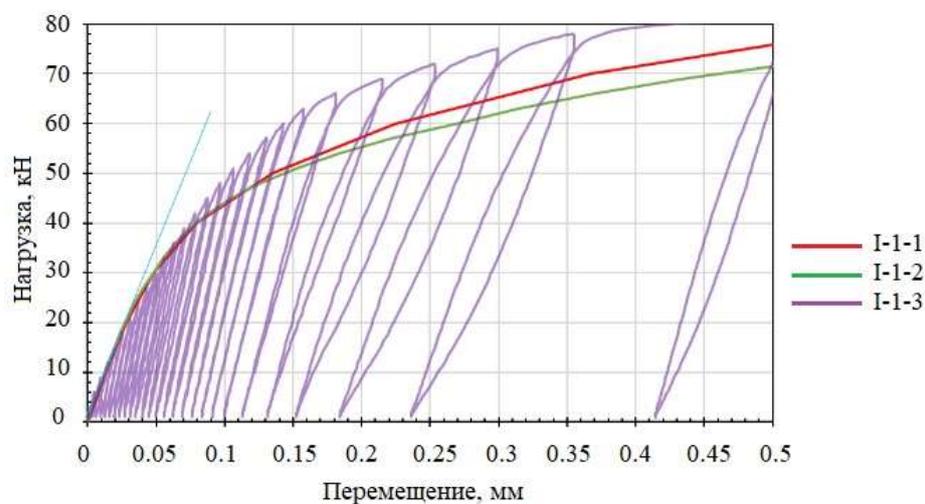


Рисунок 3.9 – Зависимости перемещения опытных образцов с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм от растягивающей нагрузки

В ходе эксперимента для всех опытных образцов на диаграммах «Нагрузка-перемещение» выделены характерные стадии работы, и построены графики с соответствующими участками: упругое деформирование в зоне изгиба уголка и в сварном шве (OB), рост пластических деформаций в зоне сварного шва (BC), появление трещин в сварном шве (CD), рост трещин в сварном шве (DE), разрушение опытного образца по сварным швам и разрыв уголка (E).

В процессе анализа результатов испытаний опытных образцов получены значения полных перемещений $l_{полн}$, упругие $l_{упр}$ и остаточные перемещения $l_{ост}$.

Графики с характерными стадиями работы опытного образца I-1-3 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанного на растяжение и с характерными точками перехода опытного образца из одной стадии работы в другую приведены на рисунках 3.10, 3.11.

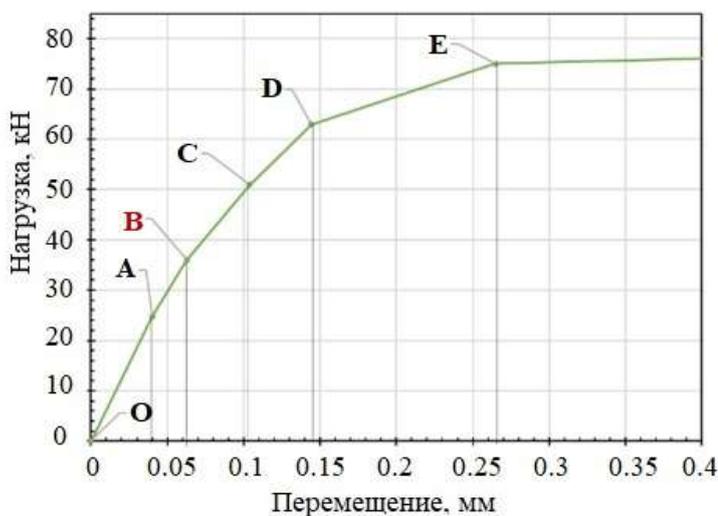


Рисунок 3.10 - График «Нагрузка-перемещение» с характерными стадиями работы опытного образца I-1-3 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанного на растяжение

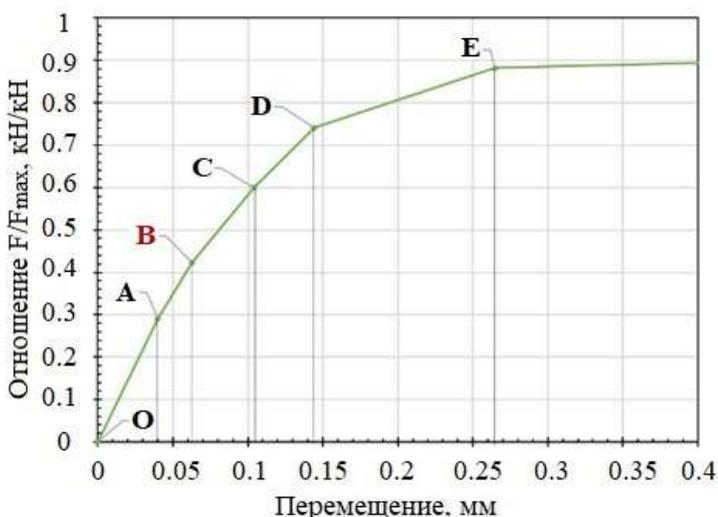


Рисунок 3.11 - График «Относительная нагрузка-перемещение» с характерными стадиями работы опытного образца I-1-3 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанного на растяжение

На вышеуказанных графиках с характерными стадиями работы опытного образца точка В соответствует переходу опытного образца из упругой стадии работы в стадию пластического деформирования.

Податливость, найденная из расчета по нагрузке и абсолютным перемещениям, соответствующим точке В, является расчетной.

Точка А характеризуется пределом пропорциональности. До точки А действует закон Гука, т.е деформации пропорциональны прикладываемому напряжению. При напряжениях, находящихся в диапазоне от предела пропорциональности в точке А до предела упругости в точке В, величина деформаций не пропорциональна прикладываемому напряжению, но после снятия напряжений деформации исчезают. За пределом упругости в точке В сохраняется остаточная деформация.

В таблице 3.3 приведены значения полных перемещений $l_{полн}$, упругие $l_{упр}$ и остаточные перемещения $l_{ост}$, значения податливости, полученные в результате анализа экспериментальных данных опытного образца I-1-3 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5мм испытанного на растяжение.

Таблица 3.3 – Результаты испытания опытного образца I-1-3 с гнутыми уголками 75x50x5 при растяжении

Характерная точка	F , кН	$\frac{F}{F_{max}}$	$l_{полн}$, мм	$l_{упр}$, мм	$l_{ост}$, мм	Коэффициент податливости, мм/кН
0	0	0	0	0	0	0
А	24,79	0,29	0,04	0,015	0,025	0,00161
В	36,02	0,42	0,063	0,022	0,041	0,00175
С	50,99	0,6	0,104	0,032	0,072	0,00204
Д	62,97	0,74	0,144	0,042	0,102	0,00229
Е	75,02	0,88	0,265	0,071	0,194	0,00353
	84,97	1	1,659			0,01952

Опытные образцы I-1-1, I-1-2, I-1-3 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм, при испытании на растяжение достигли предела прочности при нагрузках соответственно 99.9 кН, 96.1 кН, 85.0 кН. Переход из упругой стадии работы в пластическую произошел при нагрузке 36.02 кН, что в среднем в 1.74 раза меньше нагрузки, соответствующей пределу упругости опытных образцов с гнутыми уголками 75x50x6 мм. Опытные образцы были разрушены вследствие достижения металлом в зонегиба предела текучести и последующего разрыва гнутых уголков по всей длинегиба. Также наблюдалось хрупкое разрушение участков сварного шва.

Общий вид опытных образцов с гнутыми уголками 75x50x5 мм после испытаний на растяжение представлен на рисунке 3.12.



Рисунок 3.12 – Характер разрушения опытных образцов серии I-1 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм при растяжении

В таблице 3.4 приведены полученные в результате испытания на растяжение значения разрушающей нагрузки для опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм.

Таблица 3.4 – Значения разрушающей нагрузки, полученной при испытаниях на растяжение опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм

Вид соединительного элемента	Маркировка опытного образца	Размеры уголка, мм	Длина уголка, мм	Разрушающая нагрузка, кН
Гнутый уголок	I-2-1	75x50x6	100	86,9
	I-2-2			104,5
	I-2-3			110,9
Прокатный уголок	II-2-1			151,17
	II-2-2			114,0
	II-2-3			138,9

На рисунке 3.13 приведены графики «нагрузка-перемещение» опытных образцов с близкими по характеристикам накладками: прокатными и гнутыми уголками с размерами 75x50x6 мм, полученные на основании результатов испытаний на растяжение.

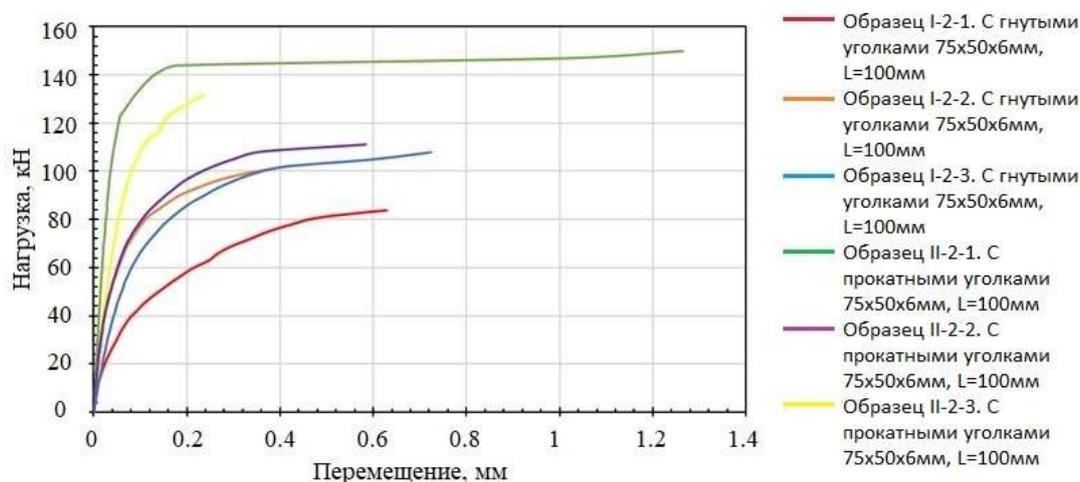


Рисунок 3.13 – Зависимости перемещения опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм от растягивающей нагрузки

Графики с характерными стадиями работы опытных образцов с гнутыми уголками с размерами 75x50x6 мм, испытанными на растяжение и с характерными точками перехода опытных образцов из одной стадии работы в другую приведены на рисунках 3.14, 3.15, 3.16.

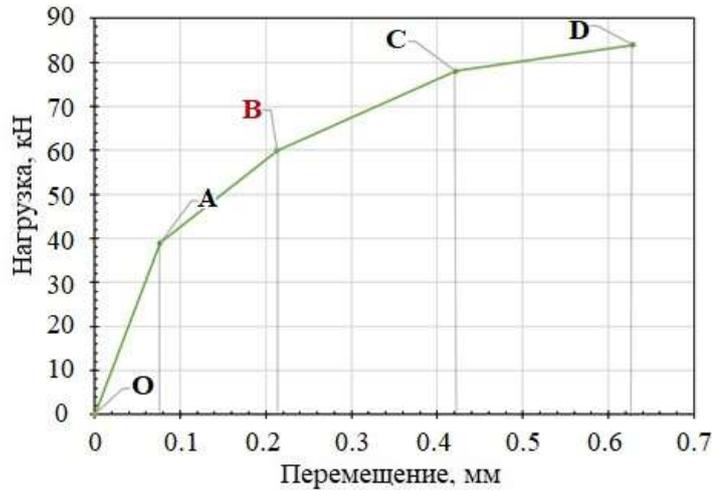


Рисунок 3.14 – График с характерными стадиями работы опытного образца I-2-1 с гнутыми уголками с размерами 75x50x6 мм, испытанного на растяжение

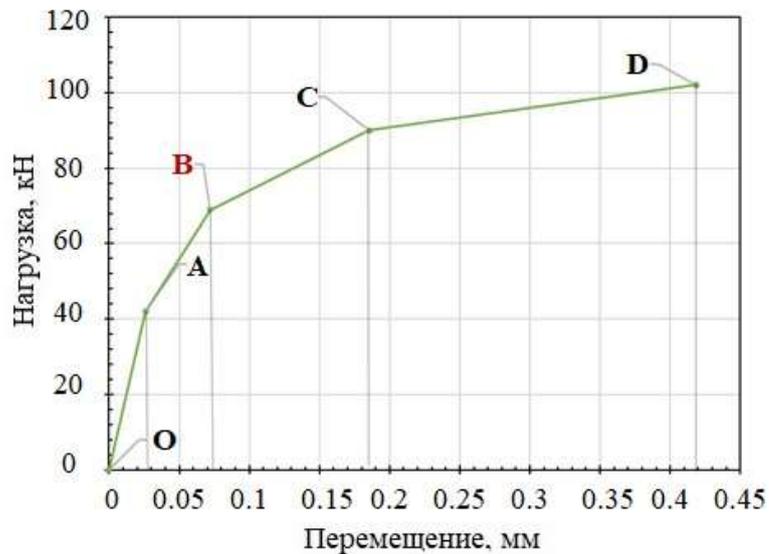


Рисунок 3.15 – График с характерными стадиями работы опытного образца I-2-2 с гнутыми уголками с размерами 75x50x6 мм, испытанного на растяжение

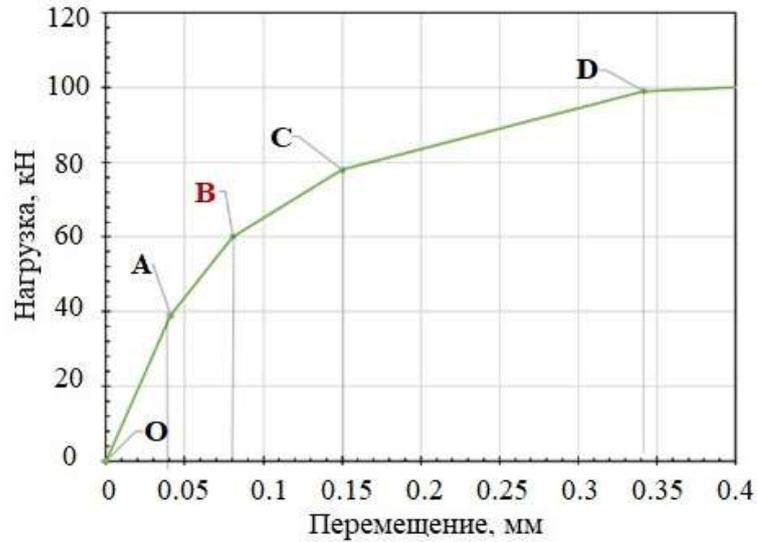


Рисунок 3.16 – График с характерными стадиями работы опытного образца I-2-3 с гнутыми уголками с размерами 75x50x6 мм, испытанного на растяжение

Графики с характерными стадиями работы опытных образцов с прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм, испытанными на растяжение и с характерными точками перехода опытных образцов из одной стадии работы в другую приведены на рисунках 3.17, 3.18, 3.19.

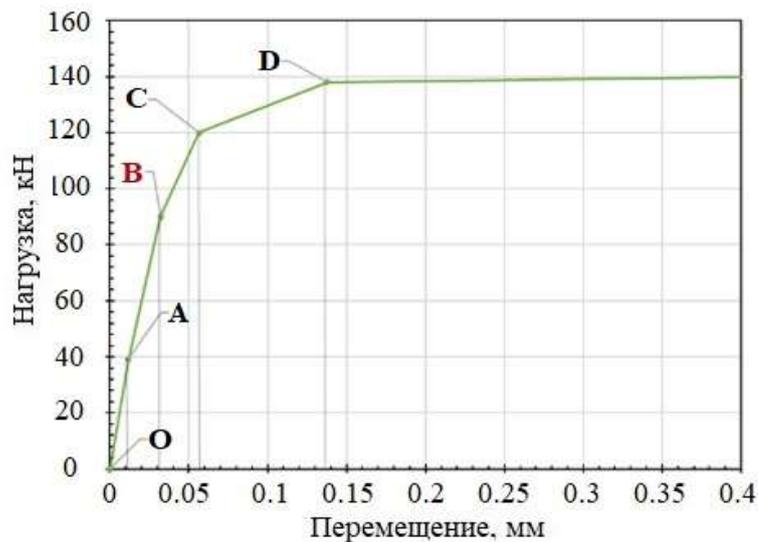


Рисунок 3.17 – График с характерными стадиями работы опытного образца II-2-1 с прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм, испытанного на растяжение

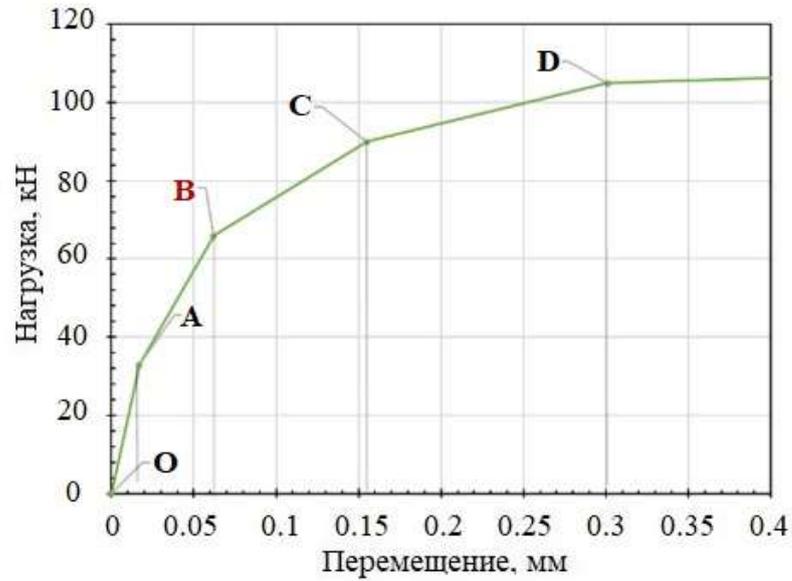


Рисунок 3.18 – График с характерными стадиями работы опытного образца II-2-2 с прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм, испытанного на растяжение

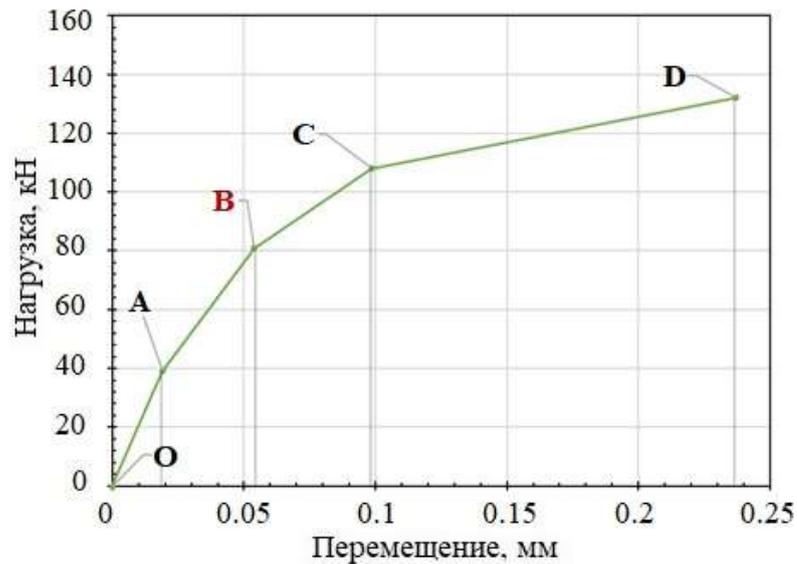


Рисунок 3.19 – График с характерными стадиями работы опытного образца II-2-3 с прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм, испытанного на растяжение

В таблице 3.5 приведены значения полных перемещений $l_{полн}$, упругие $l_{упр}$ и остаточные перемещения $l_{ост}$, значения податливости, полученные в результате анализа экспериментальных данных опытных образцов с гнутыми уголками с размерами 75x50x6мм испытанных на растяжение.

Таблица 3.5 – Результаты испытания опытных образцов серии I-2 с гнутыми уголками 75x50x6 при растяжении

Характерная точка	F , кН	$\frac{F}{F_{\max}}$	$l_{\text{полн}}$, мм	$l_{\text{упр}}$, мм	$l_{\text{ост}}$, мм	Коэффициент податливости, мм/кН
Опытный образец I-2-1						
0	0	0	0	0	0	0
A	39	0,45	0,077	0,028	0,049	0,00197
B	60	0,69	0,214	0,047	0,167	0,00357
C	78	0,9	0,422	0,049	0,373	0,00541
D	84	0,97	0,628	0,067	0,561	0,00748
E	86,9	1				
Опытный образец I-2-2						
0	0	0	0	0	0	0
A	42	0,4	0,026	0,021	0,005	0,00062
B	69	0,66	0,072	0,036	0,036	0,00104
C	90	0,86	0,186	0,047	0,139	0,00207
D	102	0,98	0,419	0,052	0,367	0,00411
E	104,5	1				
Опытный образец I-2-3						
0	0	0	0	0	0	0
A	39	0,35	0,041	0,036	0,005	0,00105
B	60	0,54	0,081	0,066	0,015	0,00135
C	78	0,7	0,15	0,1	0,051	0,00192
D	99	0,89	0,342	0,163	0,179	0,00345
E	110,9	1	1			0,00902

В таблице 3.6 приведены значения полных перемещений $l_{\text{полн}}$, упругие $l_{\text{упр}}$ и остаточные перемещения $l_{\text{ост}}$, значения податливости, полученные в результате анализа экспериментальных данных опытных образцов с прокатными уголками с размерами 75x50x6мм испытанных на растяжение.

Таблица 3.6 – Результаты испытания опытных образцов серии П-2 с прокатными уголками 75х50х6 при растяжении

Характерная точка	F , кН	$\frac{F}{F_{\max}}$	$l_{\text{полн}}$, мм	$l_{\text{упр}}$, мм	$l_{\text{ост}}$, мм	Коэффициент податливости, мм/кН
Опытный образец П-2-1						
0	0	0	0	0	0	0
A	39	0,26	0,012	0,01	0,002	0,00031
B	90	0,6	0,032	0,025	0,008	0,00036
C	120	0,79	0,057	0,038	0,019	0,00048
D	138	0,91	0,138	0,082	0,056	0,00100
E	151,2	1				
Опытный образец П-2-2						
0	0	0	0	0	0	0
A	33	0,29	0,017	0,012	0,006	0,00052
B	66	0,58	0,062	0,033	0,029	0,00094
C	90	0,79	0,155	0,071	0,085	0,00172
D	105	0,92	0,301	0,115	0,186	0,00287
E	114	1				
Опытный образец П-2-3						
0	0	0	0	0	0	0
A	39	0,28	0,019	0,016	0,003	0,00049
B	81	0,58	0,054	0,032	0,022	0,00067
C	108	0,78	0,099	0,043	0,056	0,00092
D	132	0,95	0,237	0,055	0,182	0,00180
E	138,9	1				

В соответствии с полученными экспериментальными данными, при испытании на растяжение, предел прочности опытных образцов П-2-1, П-2-2, П-2-3 с прокатными уголками 75х50х6 мм достигнут при более высоких нагрузках, по сравнению с опытными образцами I-2-1, I-2-2, I-2-3 с гнутыми уголками аналогичных размеров (в среднем в 1.33 раза). Рост остаточных деформаций для опытных образцов с прокатными уголками 75х50х6 мм так же зафиксирован при

более высоких нагрузках (в среднем в 1.25 раза), которые составили 90 кН, 66 кН, 81 кН.

При испытании на растяжение, опытные образцы I-2-1 и I-2-3 с гнутыми уголками 75x50x6 мм разрушены при нагрузках 86.9 кН и 110.9 кН в результате достижения предела прочности сварных швов. Наблюдалось возникновение текучести соединительных элементов в зоне изгиба гнутых уголков, рост пластических деформаций зафиксирован при нагрузке 60 кН.

Опытный образец I-2-2 с гнутыми уголками 75x50x6 разрушен при нагрузке 104.5 кН, вследствие достижения напряжениями предела текучести в зоне изгиба уголка. Увеличение пластических деформаций в соединительном элементе опытного образца I-2-2 произошло при растягивающей нагрузке 69 кН.

Разрушение опытных образцов с прокатными уголками произошло по сварным швам для двух опытных образцов II-2-2, II-2-3 при нагрузках соответственно 114.0 кН и 138.9 кН, опытный образец II-2-2 разрушен при нагрузке 151.2 кН в результате роста напряжений в сварном шве и последующем разрыве сварного шва и металла соединительного элемента. Деформации в зоне изгиба прокатных уголков при растяжении отсутствуют.

На фотографиях рисунков 3.20 и 3.21 продемонстрирован вышеописанный характер разрушения опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм при растяжении.

Общий вид опытных образцов серии I-2 с гнутыми уголками 75x50x6мм после испытаний на растяжение показан на рисунке 3.20.

Разрушение образца I-2-1**Разрушение образца I-2-2****Разрушение образца I-2-3**

Рисунок 3.20 – Характер разрушения опытных образцов серии I-2 с гнутыми уголками с размерами 75x50x6 мм при растяжении

Общий вид опытных образцов серии II-2 с прокатными уголками 75x50x6мм после испытаний на растяжение показан на рисунке 3.21.

Разрушение образца П-2-1**Разрушение образца П-2-2****Разрушение образца П-2-3**

Рисунок 3.21 – Характер разрушения опытных образцов серии П-2 с прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм при растяжении

3.6 Результаты испытаний гнутых и прокатных уголков на сдвиг и их анализ

В таблице 3.7 приведены полученные в результате испытания на вертикальный сдвиг значения разрушающей нагрузки для опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками с размерами 75x50x5 мм.

Таблица 3.7 – Значение разрушающей нагрузки, полученной при испытаниях на сдвиг опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками с размерами 75x50x5

мм

Вид соединительного элемента	Маркировка опытного образца	Размеры уголка, мм	Длина уголка, мм	Максимальная нагрузка, кН
Гнутый уголок	I-1-1	75x50x5	100	602,9
	I-1-2			608,0
	I-1-3			610,4
Прокатный уголок	II-1-1	75x50x5	100	581,7
	II-1-2			571,2
	II-1-3			569,6

На рисунке 3.22 показаны графики «нагрузка-перемещение» опытных образцов, которые были испытаны на сдвиг.

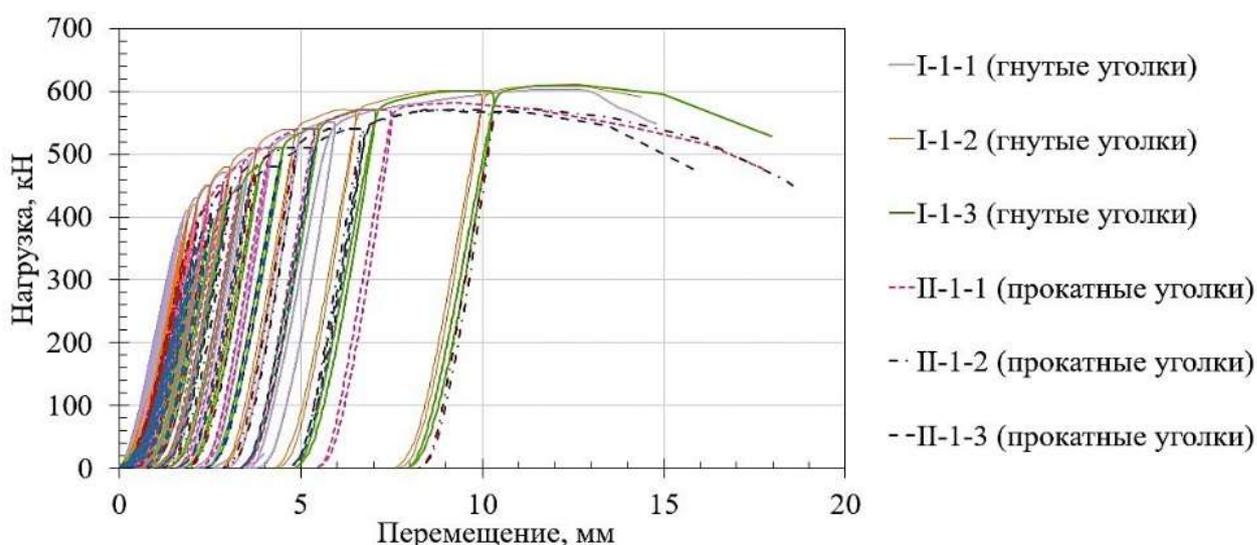


Рисунок 3.22 – Зависимости перемещения опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками с размерами 75x50x5 мм от сдвигающей нагрузки

В ходе эксперимента для всех опытных образцов на диаграммах «Нагрузка-перемещение» выделены характерные стадии работы аналогично предыдущей серии.

Графики с характерными стадиями работы опытных образцов с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанными на вертикальный сдвиг и с характерными точками перехода опытных образцов из одной стадии работы в другую приведены на рисунках 3.23, 3.24, 3.25.

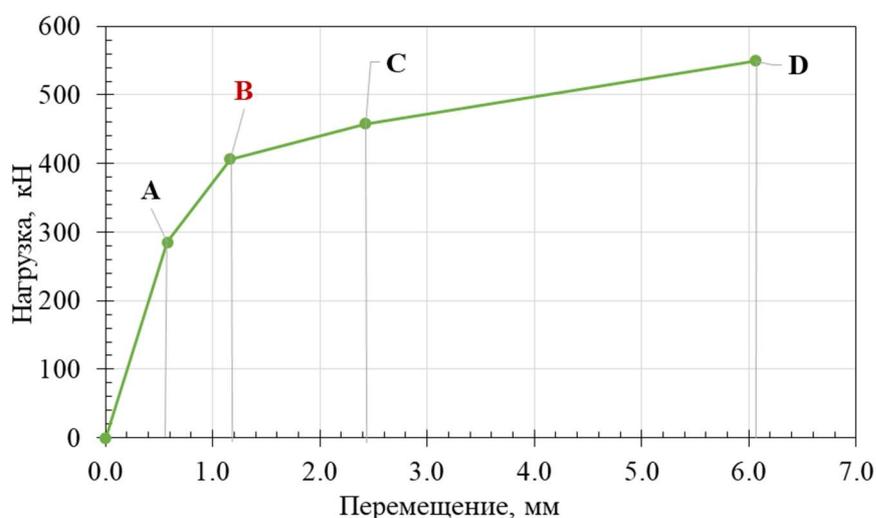


Рисунок 3.23 – График с характерными стадиями работы опытного образца I-1-1 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанного на вертикальный сдвиг

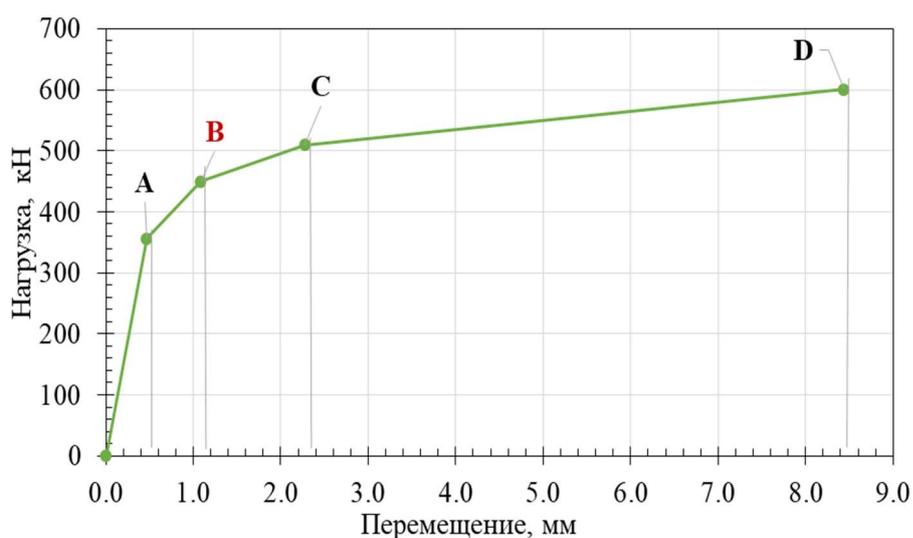


Рисунок 3.24 – График с характерными стадиями работы опытного образца I-1-2 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанного на вертикальный сдвиг

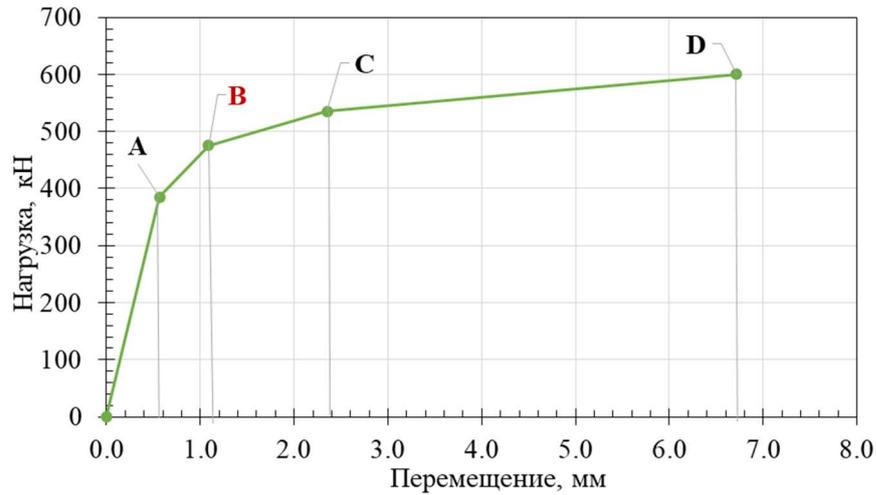


Рисунок 3.25 – График с характерными стадиями работы опытного образца I-1-3 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанного на вертикальный сдвиг

Графики с характерными стадиями работы опытных образцов с прокатными уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанными на вертикальный сдвиг и с характерными точками перехода опытных образцов из одной стадии работы в другую приведены на рисунках 3.26, 3.27, 3.28.

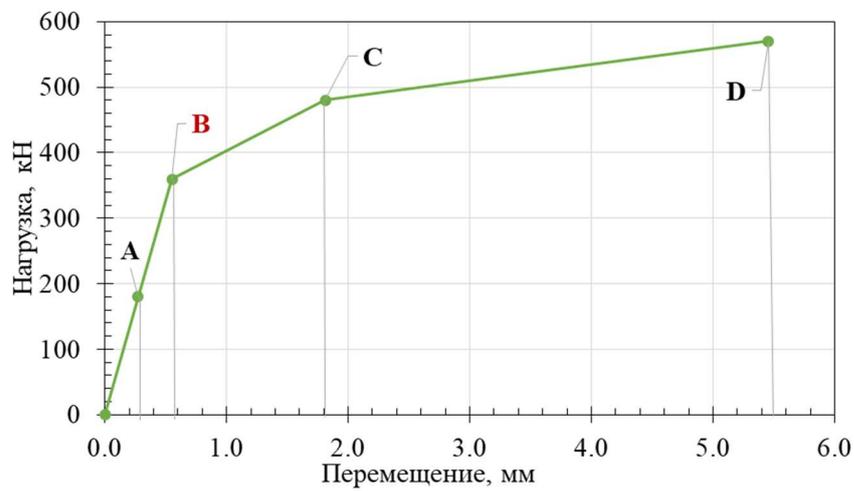


Рисунок 3.26 – График с характерными стадиями работы опытного образца II-1-1 с прокатными уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанного на вертикальный сдвиг

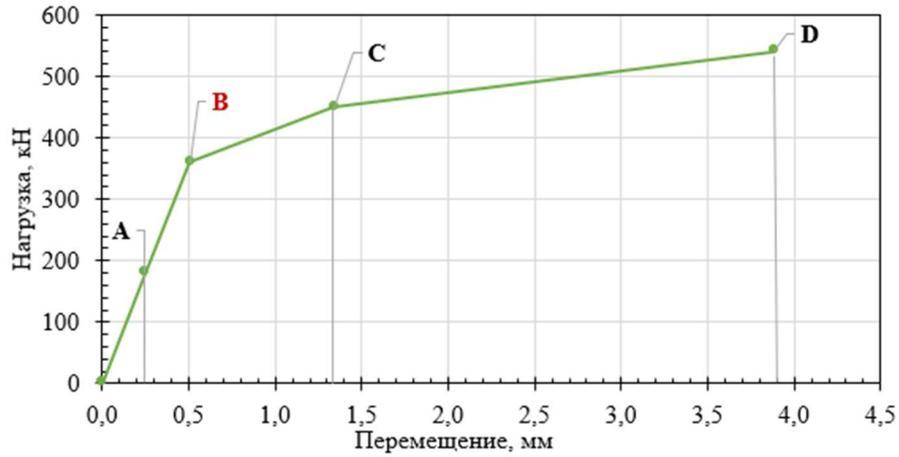


Рисунок 3.27 – График с характерными стадиями работы опытного образца II-1-2 с прокатными уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанного на вертикальный сдвиг

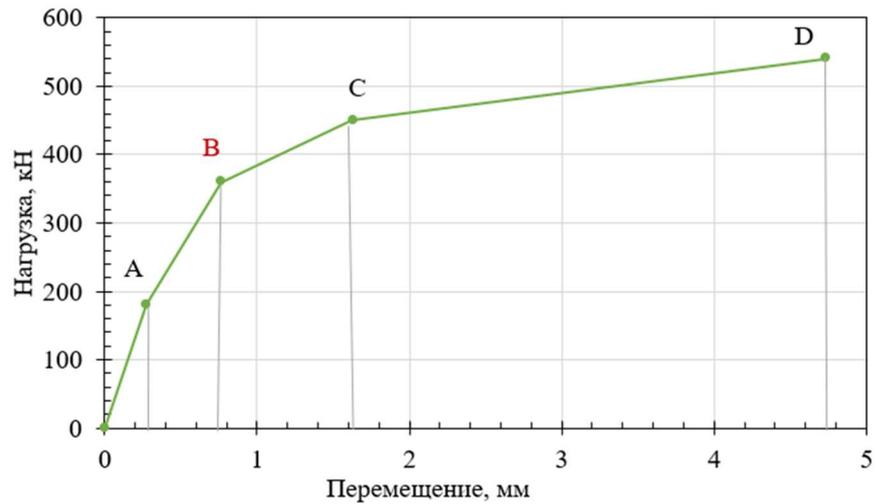


Рисунок 3.28 – График с характерными стадиями работы опытного образца II-1-3 с прокатными уголками с размерами 75x50x5 мм, испытанного на вертикальный сдвиг

В таблице 3.8 приведены значения полных перемещений $l_{полн}$, упругие $l_{упр}$ и остаточные перемещения $l_{ост}$, значения податливости, полученные в результате анализа экспериментальных данных опытных образцов с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм испытанных на вертикальный сдвиг.

Таблица 3.8 – Результаты испытания опытных образцов серии I-1 с гнутыми уголками 75x50x5 при сдвиге

Характерная точка	F , кН	$\frac{F}{F_{\max}}$	$l_{\text{полн}}$, мм	$l_{\text{упр}}$, мм	$l_{\text{ост}}$, мм	Коэффициент податливости, мм/кН
Опытный образец I-1-1						
0	0	0	0	0	0	0
A	285,2	0,47	0,58	0,43	0,15	0,00203
B	406,5	0,67	1,16	0,46	0,7	0,00285
C	457,9	0,76	2,42	0,54	1,88	0,00528
D	550,1	0,91	6,06	0,61	5,45	0,01102
E	602,9	1				
Опытный образец I-1-2						
0	0	0	0	0	0	0
A	355,9	0,59	0,47	0,45	0,02	0,00132
B	450,1	0,74	1,09	0,47	0,62	0,00242
C	509,9	0,84	2,27	0,53	1,75	0,00445
D	600,5	0,99	8,43	0,63	7,8	0,01404
E	608	1				
Опытный образец I-1-3						
0	0	0	0	0	0	0
A	385,1	0,63	0,57	0,45	0,11	0,00148
B	475,8	0,78	1,09	0,47	0,62	0,00229
C	535,8	0,88	2,35	0,49	1,87	0,00439
D	600,6	0,98	6,72	0,53	6,19	0,01119
E	610,4	1				

В таблице 3.9 приведены значения полных перемещений $l_{\text{полн}}$, упругие $l_{\text{упр}}$ и остаточные перемещения $l_{\text{ост}}$, значения податливости, полученные в результате анализа экспериментальных данных опытных образцов с прокатными уголками с размерами 75x50x5 мм испытанных на вертикальный сдвиг.

Таблица 3.9 – Результаты испытания опытных образцов серии П-1 с прокатными уголками 75x50x5 при сдвиге

Характерная точка	F , кН	$\frac{F}{F_{\max}}$	$l_{\text{полн}}$, мм	$l_{\text{упр}}$, мм	$l_{\text{ост}}$, мм	Коэффициент податливости, мм/кН
Опытный образец П-1-1						
0	0	0	0	0	0	0
A	180	0,31	0,27	0,26	0,02	0,00150
B	360	0,62	0,55	0,41	0,14	0,00153
C	480	0,83	1,81	0,49	1,33	0,00377
D	570	0,98	5,45	0,24	5,21	0,00956
E	581,7	1				
Опытный образец П-1-2						
0	0	0	0	0	0	0
A	180	0,32	0,25	0,24	0,01	0,00140
B	360	0,63	0,51	0,51	0,01	0,00142
C	450	0,79	1,34	0,52	0,82	0,00298
D	540	0,95	3,88	0,46	3,42	0,00719
E	571,2	1				
Опытный образец П-1-3						
0	0	0	0	0	0	0
A	180	0,32	0,27	0,26	0,01	0,00150
B	360	0,63	0,76	0,62	0,14	0,00211
C	450	0,79	1,62	0,63	0,99	0,00360
D	540	0,95	4,72	0,48	4,24	0,00874
E	569,6	1				

В результате испытаний на сдвиг, все опытные образцы П-1-1, П-1-2, П-1-3 с прокатными уголками 75x50x5 мм разрушены при более низких нагрузках (581.7 кН, 571.2 кН, 569.6 кН), по сравнению с опытными образцами I-1-1, I-1-2, I-1-3 с гнутыми уголками (602.9 кН, 608.0 кН, 610.4 кН) аналогичных размеров.

Характер деформирования опытных образцов с прокатными уголками и с гнутыми уголками при сдвиге существенно различен.

В опытных образцах I-1-1, I-1-2, I-1-3 с гнутыми уголками, при увеличении вертикальной сдвигающей нагрузки соответственно до 406.5 кН, 450.1 кН, и 475.8 кН, в зоне изгиба гнутых уголков возникают пластические деформации, которые увеличиваются до разрушения опытных образцов при нагрузках 602.9 кН, 608 кН, 610.4 кН (рисунок 3.29).

В опытных образцах II-1-1, II-1-2, II-1-3 с прокатными уголками, при нагрузке 360 кН, по причине перераспределения напряжений, происходит рост напряжений в сварных швах с последующим достижением предела прочности нижних сварных швов и разрывом полки уголка от нижней грани под 45° к направлению сдвигающей силы, при отсутствии деформаций в зоне изгиба прокатного уголка (рисунок 3.30).

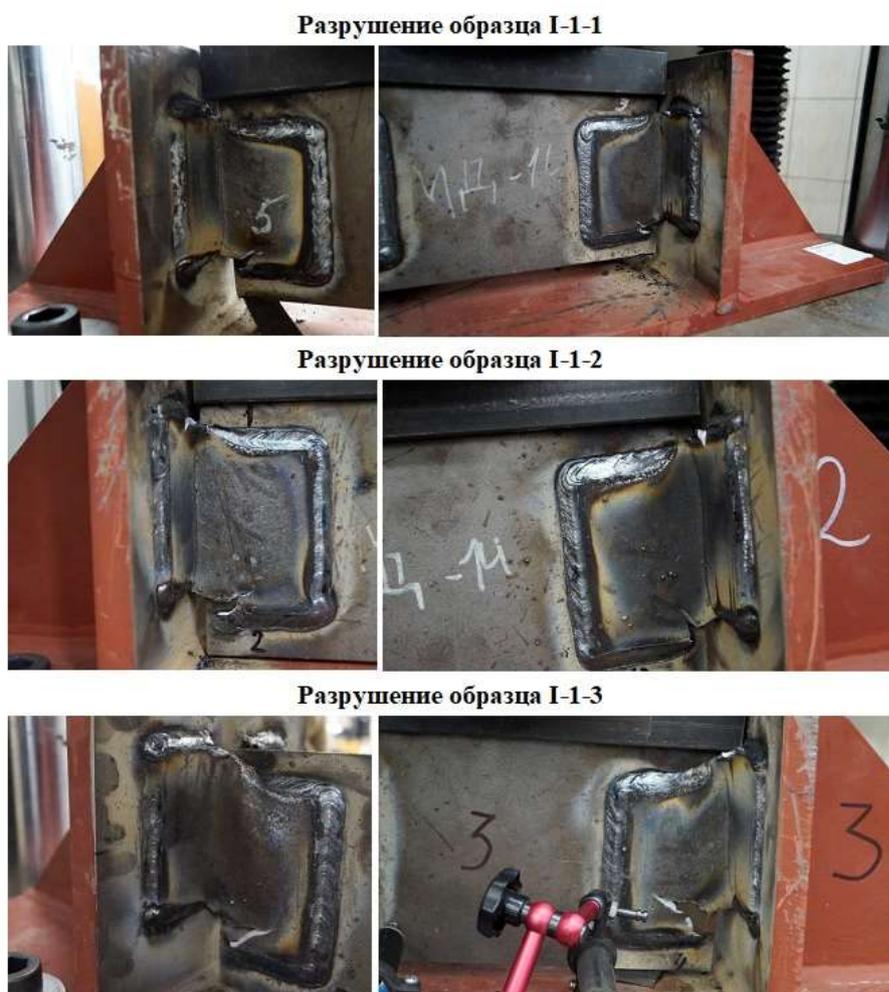


Рисунок 3.29 – Характер разрушения опытных образцов серии I-1 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм при вертикальном сдвиге

Разрушение образца П-1-1



Разрушение образца П-1-2



Разрушение образца П-1-3



Рисунок 3.30 – Характер разрушения опытных образцов серии П-1 с прокатными уголками с размерами 75x50x5 мм при вертикальном сдвиге

В зоне изгиба прокатных уголков имеется утолщение, поэтому прокатные уголки более прочные, по сравнению с гнутыми уголками (рисунок 3.31).

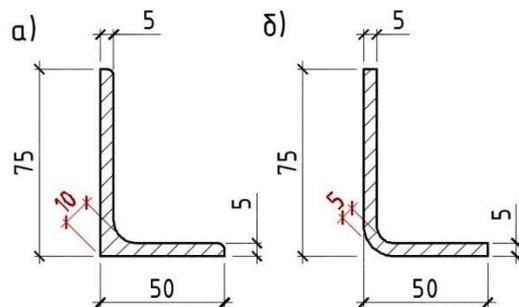


Рисунок 3.31 – прокатный уголок (а), гнутый уголок (б)

Однако, результаты испытаний на сдвиг показали, что гнутые уголки способны находиться в пластично-деформированном состоянии и при этом сохранять целостность всего соединения, предотвращая стремительное разрушение сварных швов.

На рисунке 3.32, показаны фотографии, демонстрирующие состояние зоны изгиба опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками после достижения предельной сдвигающей нагрузки.

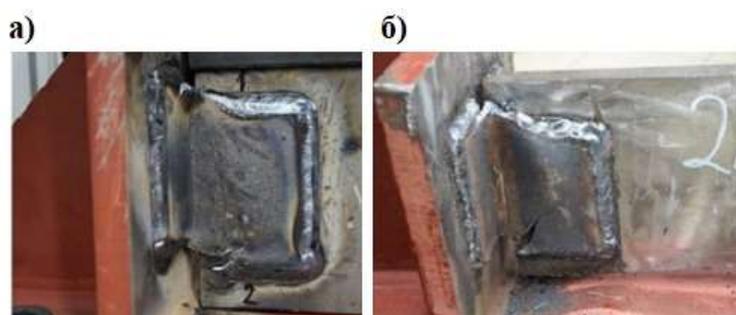


Рисунок 3.32 – Общий вид опытных образцов после испытаний на сдвиг: с гнутыми уголками 75x50x5мм (а); с прокатными уголками 75x50x5мм (б)

Таким образом, характер разрушения опытных образцов зависел от вида металлического уголка (гнутой или прокатной) и вида нагружения (растяжение, либо сдвиг).

3.7 Сравнительный анализ податливости опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками различной толщины при растяжении и вертикальном сдвиге

В результате экспериментальных исследований опытных образцов при растяжении и сдвиге, выделены две стадии работы сварного вертикального стыка на закладных деталях с соединительным элементом в виде гнутого и прокатного уголков, что соответствует результатам других исследований вертикальных стыков [31, 108, 109].

На первом этапе, незначительные перемещения, фиксируемые в опытном образце, исчезают при снятии нагрузки, т.е вертикальный стык работает упруго.

Второй этап соответствует пластическому деформированию вертикального стыка и характеризуется ростом деформаций в зоне сварного шва и металле уголка.

Переход опытного образца из упругой стадии работы в стадию пластического деформирования соответствует точке В на графиках с указанием характерных стадий работы опытных образцов.

Податливость, найденная из расчета по нагрузке и абсолютным перемещениям, соответствующим точке В, является расчетной.

В соответствии с графиками зависимости «нагрузка-перемещение» были определены значения начальных и расчетных коэффициентов податливости. Найденны значения коэффициентов податливости при разрушающей нагрузке.

Полученные средние значения для опытных образцов, испытанных в каждой серии при растяжении и сдвиге, указаны в таблице 3.10.

Таблица 3.10 – Результаты испытаний опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками

Конструкция стыка и вид нагружения	Несущая способность стыка, кН	Коэффициент податливости $\times 10^{-6}$ мм/Н		
		начальный $\lambda_{нач}$	расчетный $\lambda_{расч}$	при разрушении $\lambda_{раз}$
Вертикальный стык с гнутыми уголками 75x50x5мм длиной 100мм при растяжении	85,0	1,61	1,75	3,53
	607,1	1,61	2,52	12,1
Вертикальный стык с прокатными уголками 75x50x5мм длиной 100мм при сдвиге	574,16	1,47	1,69	8,5
Вертикальный стык с гнутыми уголками 75x50x6мм длиной 100мм при растяжении	100,8	1,21	1,99	5,0
Вертикальный стык с прокатными уголками 75x50x6мм длиной 100мм при растяжении	134,7	0,44	0,66	1,89

Ниже представлены результаты сравнительного анализа значений расчетных податливостей.

Величина расчетной податливости при растяжении опытных образцов с гнутыми уголками 75x50x6 мм выше величины расчетной податливости опытных образцов с прокатными уголками 75x50x6 мм в 3.015 раз.

Значение расчетной податливости при сдвиге опытных образцов с гнутыми уголками 75x50x5 мм выше расчетной податливости опытных образцов с прокатными уголками 75x50x5 мм в 1.49 раз.

Расчетная податливость при сдвиге опытных образцов с гнутыми уголками 75x50x5 мм превышает значение расчетной податливости при растяжении опытных образцов с гнутыми уголками 75x50x5 мм в 1.44 раз.

На рисунке 3.33 показаны гистограммы значений расчетных податливостей для опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками при растяжении и сдвиге.

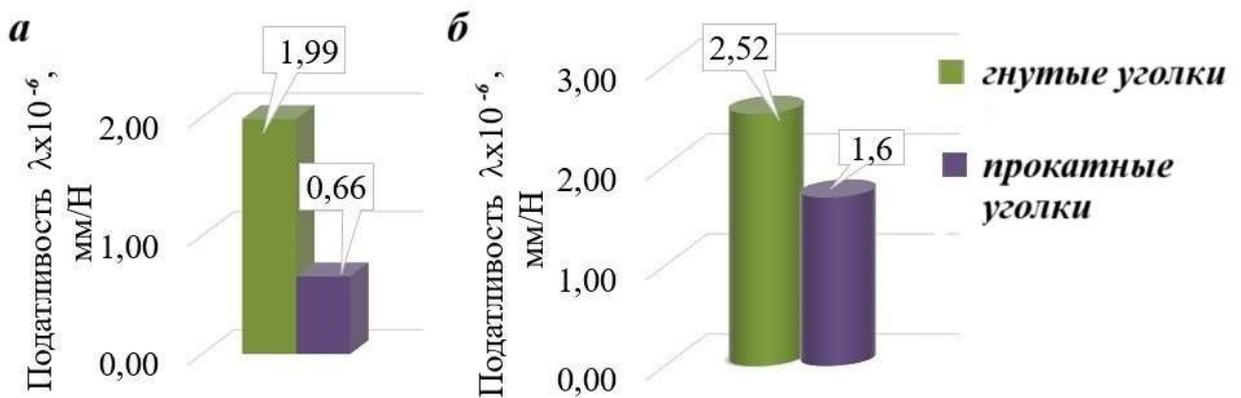


Рисунок 3.33 – Сравнительный анализ значений податливости: *при растяжении (а), при сдвиге (б)*

Выполненный сравнительный анализ расчетных значений податливости для соединительных элементов вертикального стыка на закладных деталях в виде гнутых и прокатных уголков при растягивающей и сдвигающей нагрузке, соответствующей переходу стыка из упругой стадии работы в стадию пластического деформирования послужил основой для разработки методики расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков.

3.8 Методика расчета податливости сварного вертикального стыка на закладных деталях с гнутыми уголками, разработанная с учетом экспериментальных данных

С учетом полученных экспериментальных данных была разработана методика расчета податливости сварного вертикального стыка на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков.

Разработанная методика основана на методе перемещений, учитывает сдвигающие и растягивающие нагрузки, и позволяет точно определять податливость сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков любых размеров.

Согласно данной методике, податливость вертикального стыка при сдвиге следует определять по формуле:

$$\lambda_{z, \Gamma_n} = 1,49 \cdot \left\{ \varphi_l \cdot \left[(1 + 0,8 \cdot \sqrt{\frac{N_x}{N_z}}) \cdot \frac{N_z}{d \cdot E_b} \cdot \left(\frac{1000 \cdot N_z}{d^2 \cdot E_b} \cdot \left(\frac{1}{n_{an1}} + \frac{1}{n_{an2}} \right) + \frac{1}{n_{an1}} + \frac{1}{n_{an2}} \right) \right] + \left[l_{ce} \cdot \operatorname{tg} \cdot \left(\frac{2,6 \cdot 0,5 \cdot N_z}{h_{ce} \cdot t_{ce} \cdot E_s} \right) \right] \right\} / N_z \quad (3.1)$$

Податливость вертикального стыка при растяжении определяется:

$$\lambda_{x, \Gamma_n} = 3,02 \cdot \left(\frac{1,2 \cdot \varphi_t \cdot \left(\frac{1}{n_{an1}} + \frac{1}{n_{an2}} \right)}{d \cdot E_b \cdot \sqrt{\frac{d}{0,016}}} + \frac{0,5 \cdot l_{ce}}{A_{ce} \cdot E_s} \right), \quad (3.2)$$

где λ_{x, Γ_n} - податливость вертикального стыка на закладных деталях с гнутым уголком при растяжении; где λ_{z, Γ_n} - податливость вертикального стыка на закладных деталях с гнутым уголком при сдвиге; N_x - горизонтальная растягивающая нагрузка; N_z - вертикальная сдвигающая нагрузка; φ_l - коэффициент, принимаемый равным: для кратковременной нагрузки – 1, для длительной нагрузки – 2; ; n_{an1}, n_{an2} - количество анкеров соответственно в 1й детали,

во 2й закладной детали; d - диаметр анкера; E_b - модуль упругости бетона; l_{ce} - длина соединительного элемента; A_{ce} - площадь поперечного сечения соединительного элемента в рассматриваемом направлении; E_s - модуль упругости стали, h_{ce} - высота соединительного элемента; t_{ce} - толщина соединительного элемента.

На основании проведенных экспериментальных исследований предложены графики зависимости значений податливости от относительной нагрузки, необходимые для выполнения оценки деформации сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками на всех этапах нагружения при сдвиге и растяжении для выбора оптимального конструктивного решения стыка.

На рисунке 3.34 представлены графики значений экспериментальной податливости от относительной сдвигающей нагрузки для стыков с гнутыми и прокатными уголками и график зависимости расчетной податливости стыка с гнутыми уголками от относительной сдвигающей нагрузки.

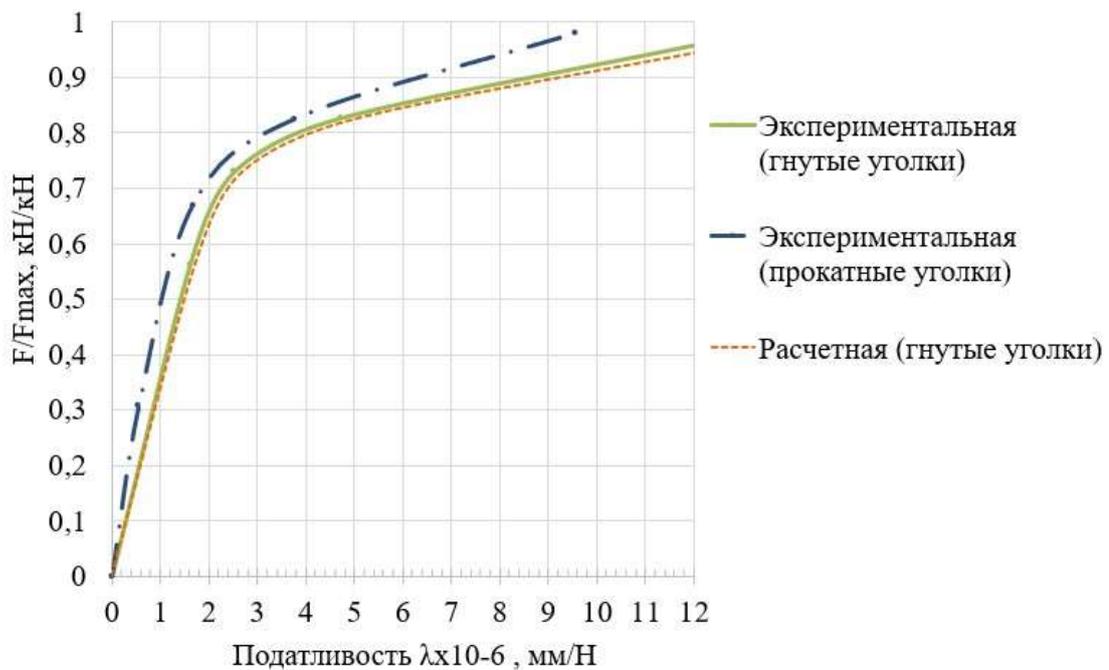


Рисунок 3.34 – Графики зависимости значений податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками при сдвиге

На рисунке 3.35 представлены графики значений податливости от относительной растягивающей нагрузки для сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками.

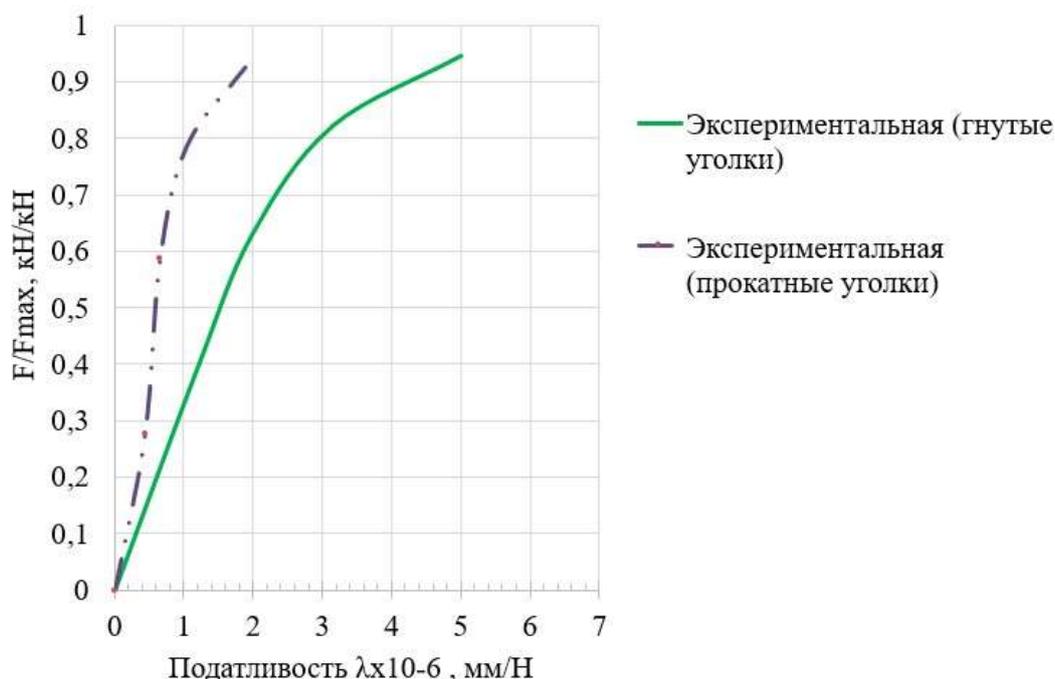


Рисунок 3.35 – Графики зависимости значений податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками при растяжении

В соответствии с графиками, представленными на рисунках 3.34, 3.35, податливость сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и с прокатными уголками увеличивается при увеличении величины растягивающей и сдвигающей нагрузки.

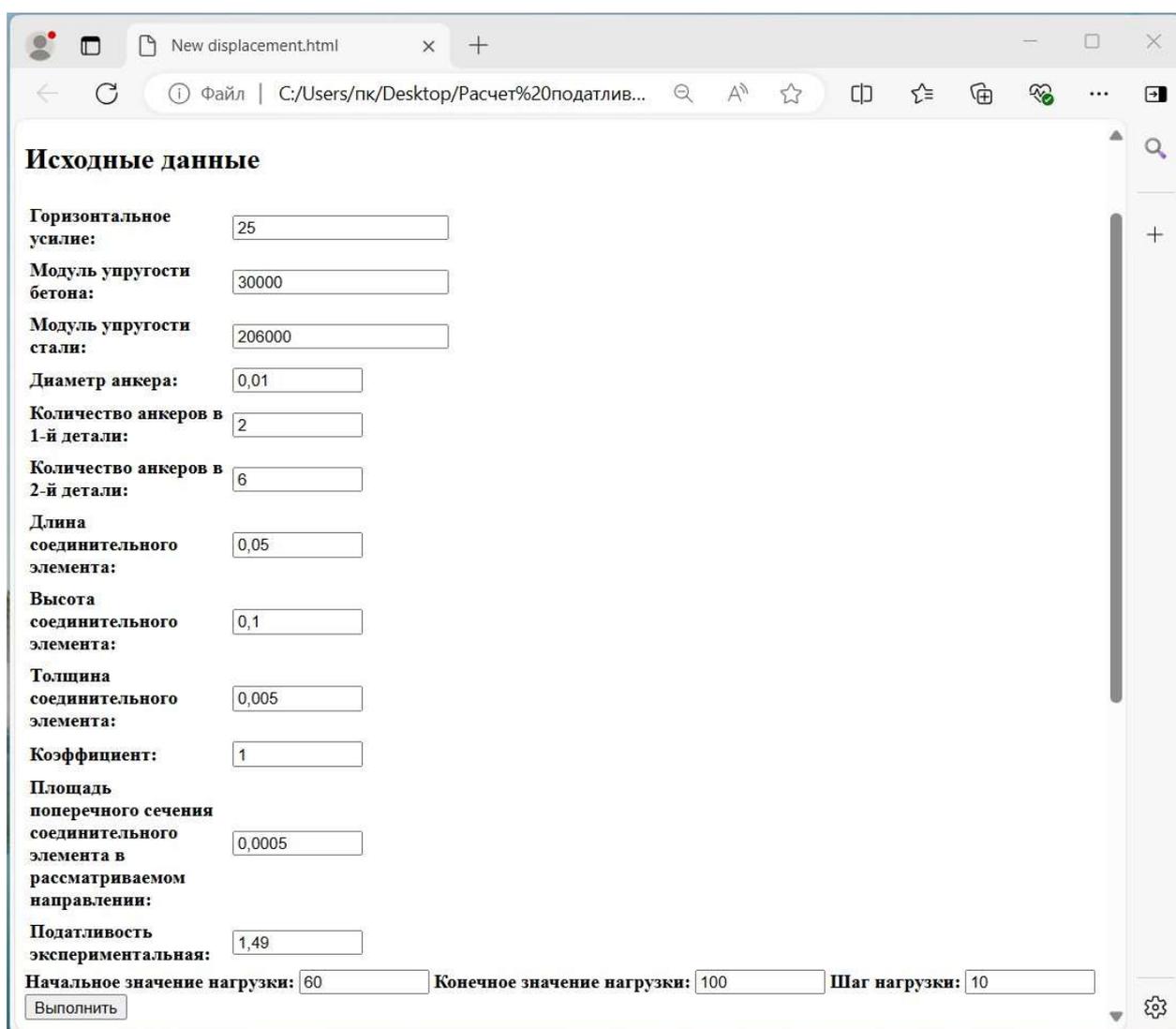
В соответствии с рисунком 3.34, разница в значении податливости стыка с гнутыми уголками полученной экспериментально и по расчету при сдвиге составила 4 %.

Следовательно, разработанная методика расчета сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками имеет удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными.

3.9 Компьютерная программа «New displacement» для расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и с прокатными уголками

Для автоматизированного расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками от вертикальной сдвигающей и горизонтальной сжимающей (растягивающей) нагрузки с возможностью варьирования конструктивных параметров разработана и предложена компьютерная программа «*New displacement*», прошедшая государственную регистрацию (Приложение В).

Окно работы программы «*New displacement*» представлено на рисунке 3.36.



The screenshot shows a web browser window with the title 'New displacement.html'. The address bar shows the file path 'C:/Users/пк/Desktop/Расчет%20податлив...'. The main content area is titled 'Исходные данные' and contains the following input fields:

Горизонтальное усилие:	<input type="text" value="25"/>
Модуль упругости бетона:	<input type="text" value="30000"/>
Модуль упругости стали:	<input type="text" value="206000"/>
Диаметр анкера:	<input type="text" value="0,01"/>
Количество анкеров в 1-й детали:	<input type="text" value="2"/>
Количество анкеров в 2-й детали:	<input type="text" value="6"/>
Длина соединительного элемента:	<input type="text" value="0,05"/>
Высота соединительного элемента:	<input type="text" value="0,1"/>
Толщина соединительного элемента:	<input type="text" value="0,005"/>
Коэффициент:	<input type="text" value="1"/>
Площадь поперечного сечения соединительного элемента в рассматриваемом направлении:	<input type="text" value="0,0005"/>
Податливость экспериментальная:	<input type="text" value="1,49"/>
Начальное значение нагрузки:	<input type="text" value="60"/>
Конечное значение нагрузки:	<input type="text" value="100"/>
Шаг нагрузки:	<input type="text" value="10"/>

At the bottom left, there is a button labeled 'Выполнить' (Execute). At the bottom right, there is a gear icon for settings.

Рисунок 3.36 – Окно работы программы «New displacement»

Программа основана на методе перемещений и позволяет находить податливость сварного вертикального стыка на закладных деталях с соединительными элементами различного вида: стандартным прокатным уголком и с гнутым уголком. Код программы приведен в приложении Б.

В программе была реализована разработанная методика для расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками. Для расчета стыка с гнутыми уголками требуется ввести в строку программы «Податливость экспериментальная» следующие поправочные коэффициенты:

- 1,49 при расчете на сдвиг;
- 3,02 при расчете на растяжение.

Языком программирования для компьютерной программы «New displacement» является JavaScript, позволяющий открывать программу в любом интернет-браузере, что повышает доступность программы и простоту использования. С помощью программы «New displacement» можно определить значения податливости вертикального стыка на закладных деталях, вводя в программу следующие параметры: конструктивные параметры элементов стыка (закладных деталей и соединительного элемента); начальное и конечное значения вертикальной сдвигающей нагрузки со ступенями ее приложения, величина горизонтальной нагрузки и др.

Результаты расчетов приводятся в табличном виде и в виде графиков зависимости полученных значений податливости от величины нагрузки по заданным ступеням нагружения.

В блок-схеме компьютерной программы «New displacement» (рисунок 3.37) приведены следующие буквенные обозначения:

N_x - горизонтальное усилие,

E_b - модуль упругости бетона,

E_s - модуль упругости стали,

d - диаметр анкера,

n_{an1}, n_{an2} - количество анкеров соответственно в 1й и 2й детали,

l_{ce} - длина соединительного элемента,

h_{ce} - высота соединительного элемента,

t_{ce} - толщина соединительного элемента,

φ_t - коэффициент,

A_{ce} - площадь поперечного сечения соединительного элемента в рассматриваемом направлении.

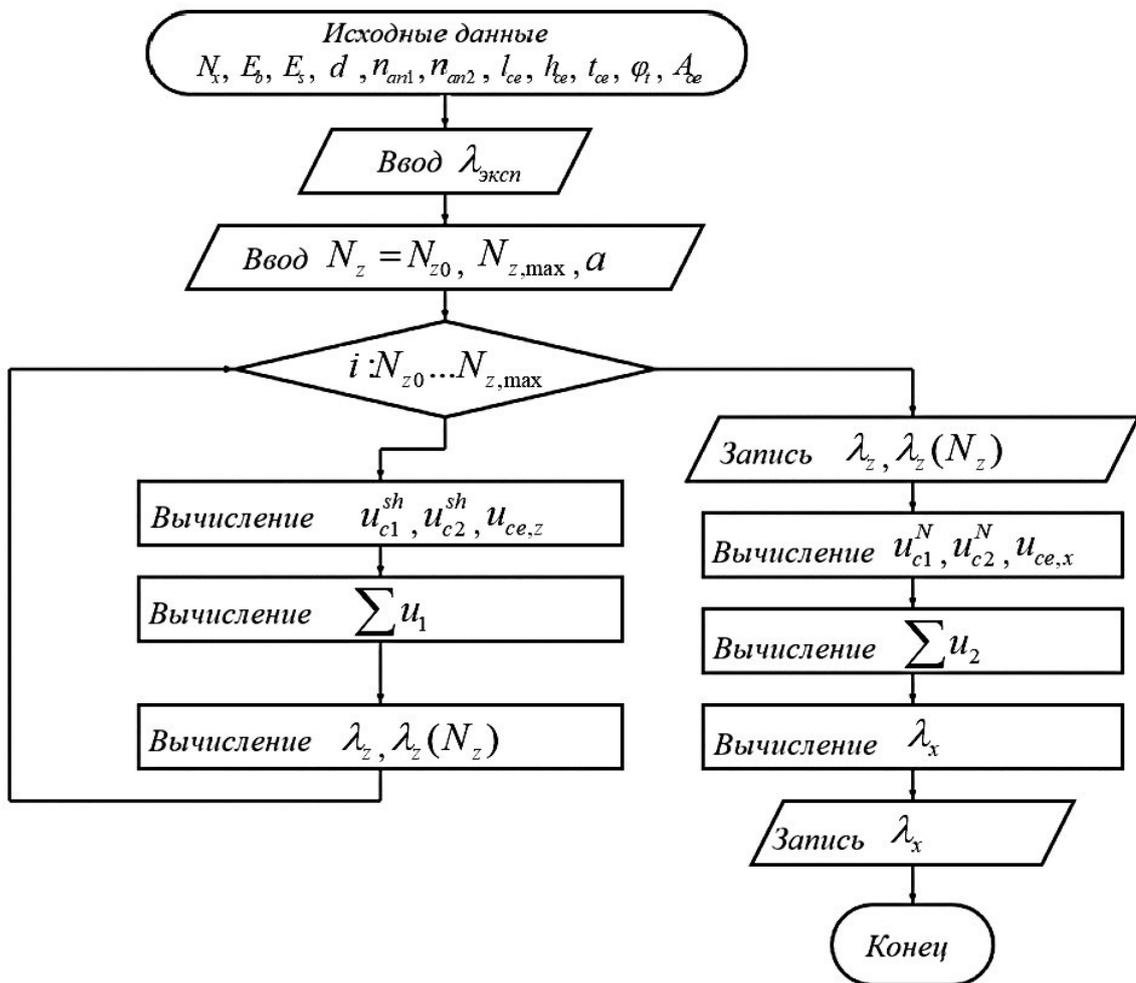


Рисунок 3.37 - Блок-схема работы программы «New displacement»

Применение компьютерной программы «New displacement» было апробировано при выполнении расчетов крупнопанельных конструктивных систем.

3.10 Выводы по главе 3

- Установлен различный характер деформирования и разрушения сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками при растяжении и сдвиге: стыки с гнутыми уголками деформируются по материалу, а стыки с прокатными уголками деформируются по сварным швам, что соответствует результатам напряженно-деформированного состояния стыков с гнутыми и с прокатными уголками, полученным при компьютерном моделировании с применением объемных конечных элементов.

- Экспериментально установлено, что при сдвиге, гнутые уголки в силу высокой пластичности перераспределяют напряжения в вертикальном стыке, и находясь в пластично-деформированном состоянии, предотвращают возникновение высоких концентраций напряжений в сварных швах. Прокатные уголки более жесткие, что приводит к возникновению локальных концентраций напряжений в области нижних сварных швов и разрушению сварных швов. Несущая способность стыков с прокатными уголками ниже несущей способности стыков с гнутыми уголками при сдвиге на 6%.

- Экспериментально установлено, что при растяжении несущая способность стыков с прокатными уголками выше несущей способности стыков с гнутыми уголками в 1,33 раз. Рост остаточных деформаций для стыков с прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм зафиксирован при более высоких нагрузках (в среднем в 1.25 раз).

- Приведены экспериментально полученные графики зависимости перемещений от нагрузки для стыков с гнутыми и прокатными уголками растяжении и сдвиге, которые послужили основанием для определения значений податливости стыков, а также для выполнения сравнительного анализа значений податливости стыков с гнутыми и с прокатными уголками.

- В результате сравнительного анализа податливости стыков с гнутыми и с прокатными уголками установлено, что расчетная податливость при растяжении стыков с гнутыми уголками 75x50x6 мм выше расчетной податливости стыков с

прокатными уголками 75x50x6 мм в 3.02 раза. Значение расчетной податливости при сдвиге опытных образцов с гнутыми уголками 75x50x5 мм выше расчетной податливости опытных образцов с прокатными уголками 75x50x5 мм в 1.49 раз.

- В результате статистической обработки экспериментальных данных получены значения податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и с прокатными уголками с размерами 75x50 мм, длиной 100 мм и толщиной полки 5 мм и 6 мм для всех стадий работы стыка под воздействием вертикальной сдвигающей и горизонтальной растягивающей нагрузки. Данные графики рекомендованы для применения в инженерной практике.

- На основании выполненных экспериментальных исследований разработана и предложена методика расчета податливости сварного вертикального стыка на закладных деталях с гнутыми уголками при сдвиге и растяжении. Результаты, полученные при расчете по данной методике, имеют удовлетворительную сходимость с данными эксперимента.

- Разработанная методика расчета автоматизирована в программе «New displacement». Языка программирования JavaScript позволяет открывать программу в любом интернет-браузере, что повышает ее доступность и простоту использования. Данная программа предназначена для определения податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях при варьировании конструктивных параметров элементов стыка и при различной величине сдвигающей и растягивающей нагрузки, для поиска оптимального конструктивного решения стыка и выполнения общего расчета крупнопанельных конструктивных систем. Программа прошла государственную регистрацию.

- Дальнейшее исследование в настоящей работе направлено на изучение напряженно-деформированного состояния крупнопанельного здания повышенной этажности при различных ветровых воздействиях, с учетом полученных значений податливости соединительных элементов вертикальных стыков в виде гнутых уголков.

ГЛАВА 4. Численный анализ напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и стыков на примере 25-этажного крупнопанельного здания с учетом полученных значений податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков

4.1 Описание программы

Несущие конструкции крупнопанельного здания и их стыковые соединения должны выполнять свои функции в течение срока эксплуатации здания, поэтому на этапе проектирования выполняется оценка напряженно-деформированного состояния конструкций и стыков крупнопанельного здания в современных программно-вычислительных комплексах с учетом податливости связей.

В процессе численного моделирования, конструктивная система нагружается постоянными (собственный вес несущих конструкций и частей здания, боковое давление грунта на наружные стены подземной части здания), а также временными нагрузками на перекрытия здания, снеговой нагрузкой на покрытие, а также ветровой нагрузкой, в том числе – ее пульсационной составляющей.

Учет конструктивных параметров позволяет прорабатывать различные конструктивные решения крупнопанельного здания.

Важным преимуществом компьютерного моделирования является возможность учета стадийности возведения здания и влияния этой стадийности на напряженно-деформированное состояние несущих строительных конструкций.

В настоящее время для проведения расчетов строительных конструкций широко используются различные программные комплексы, позволяющие оценить напряженно-деформированное состояние и спрогнозировать поведение объекта исследования. Среди них можно выделить: MOHOMAX, STARK ES, Autodesk Robot Structural Analysis Professional, SCAD, Лира-САПР, ANSYS, APM Civil Engineering, ETABS, SAP2000 и др. Для достижения цели настоящей работы, в качестве средства программного моделирования был выбран ПК Лира-САПР 2021.

В ПК Лира-САПР 2021 реализован метод конечных элементов с использованием в качестве основных неизвестных перемещений и поворотов узлов расчетной схемы. В связи с этим идеализация конструкции выполнена в форме, приспособленной к использованию этого метода, а именно: система представлена в виде набора тел стандартного типа (стержней, пластин, оболочек и т.д.), называемых конечными элементами и присоединенных к узлам.

Тип конечного элемента определяется его геометрической формой, правилами, определяющими зависимость между перемещениями узлов конечного элемента и узлов системы, физическим законом, устанавливающим зависимость между внутренними усилиями и внутренними перемещениями, и набором параметров (жесткостей), входящих в описание этого закона.

В объемной расчетной схеме здания крупнопанельной конструктивной системы пластинчатые несущие элементы моделируются универсальным треугольным элементом КЭ42. Перемычки и балки лестничных клеток моделируются стержневым конечным элементом КЭ5. Для моделирования связи между пластинчатыми несущими элементами используется специальный конечный элемент модуля Панельные здания ПК ЛИРА, разработанный для непрерывного горизонтального платформенного стыка, а для моделирования вертикального стыка на закладных деталях (две дискретные связи по высоте этажа) применен конечный элемент КЭ55.

КЭ55 позволяет моделировать линейную и угловую податливость дискретной связи стыка между сборными элементами относительно осей X , Y , Z глобальной системы координат.

В результате расчета определяется напряженно-деформированное состояние несущих конструкций здания и их стыков, вычисляются усилия (реакции), соответствующие степеням свободы, по направлению которых введены связи конечной жесткости.

Реализуемые в ПК Лира-САПР методы решения нелинейных уравнений основаны на линеаризации, то есть на замене нелинейных уравнений рекуррентной последовательностью линейных. При решении практических физически и

геометрически нелинейных задач наиболее часто используется шаговый метод. Его геометрическая интерпретация представлена на рисунке 4.1.

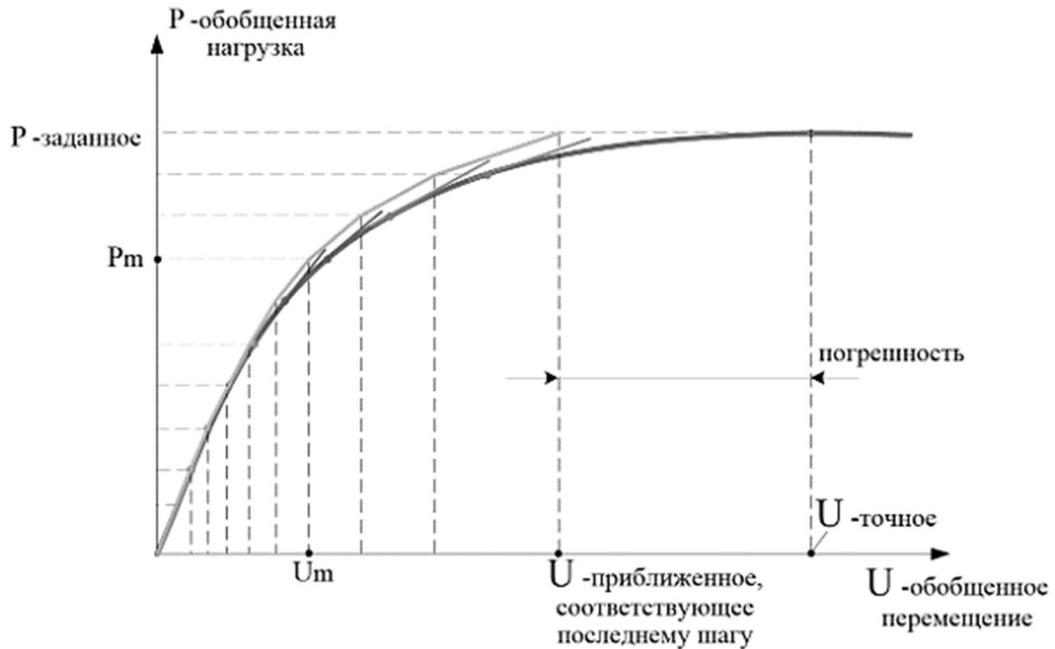


Рисунок 4.1 – Графическая интерпретация шагового метода решения задач физической и геометрической нелинейности

При проведении расчетного анализа нелинейной работы конструкции необходимо учитывать фактор времени, тем самым моделируя жизненный цикл работы конструкции: процесс возведения, процесс нагружения (в том числе процесс динамического воздействия во времени), процесс изменения напряженно-деформированного состояния во времени, вызванный реологическими свойствами материала (ползучесть) и процессы, связанные с форс-мажорными ситуациями.

4.2 Цель и задачи компьютерного моделирования 25 – этажного крупнопанельного здания в программном комплексе Ли́ра-САПР

Цель исследования – определение напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и стыков крупнопанельного здания повышенной при различной величине ветровой нагрузки и с податливостью вертикальных стыков,

полученной по разработанной методике расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками.

Для достижения указанной цели выполнено компьютерное моделирование на пространственных конечно-элементных моделях 25-этажного крупнопанельного здания с реальными значениями нагрузок (для стадии монтажа и эксплуатации) и различных ветровых воздействиях, соответствующих I, III, V ветровым районам.

Предварительное распределение классов бетона, толщин несущих конструкций здания принято в соответствии с чертежами КЖ 25-этажного жилого крупнопанельного дома типовой серии. Граничные условия в расчетной схеме здания наложены на фундаментную плиту в виде связей (горизонтальные перемещения по осям X, Y, поворот относительно оси Z) и переменного в плане коэффициента постели, который определяется в зависимости от модуля деформации E грунтового основания.

К задачам компьютерного моделирования 25-этажного крупнопанельного здания относятся:

–Создание детальной конечно-элементной расчетной схемы 25-этажного крупнопанельного жилого дома, в том числе моделирование платформенного и вертикального стыков и металлических связей между панелями в виде линейных упругих связей.

–Назначение жесткости несущих элементов и связей в платформенных стыках.

–Назначение жесткости связей в вертикальных стыках, полученных в результате применения разработанной методики расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками, приведенной в главе 3.

–Приложение нагрузок к конечно-элементной модели здания в соответствии с нормативными документами.

–Выполнение вариантных расчетов 25-этажного крупнопанельного жилого дома в упругих постановках с различными значениями ветровых воздействий, соответствующим I, III, V ветровым районам.

–Анализ полученных изополей напряжений в несущих конструкциях здания и перемещений вдоль осей X, Y, Z при различном ветровом воздействии.

–Анализ возникающих усилий (реакций) в связях сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков при различном ветровом воздействии.

–Проверка прочности сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков.

Результатами компьютерного моделирования являются усилия в связях вертикальных стыков, которые оценивались с 3 по 25 этаж здания, а также перемещения, изгибающие моменты и нормальные усилия в столбе панелей здания при различной величине ветровой нагрузки.

В результате выполненного анализа получены данные о том, в какой степени значение ветровой нагрузки изменяет напряженно-деформированное состояние несущих конструкций и стыков крупнопанельного здания со сварными вертикальными стыками на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков.

4.3 Характеристики здания

Крупнопанельный 25-этажный жилой дом с подземным этажом. Размеры здания в осях 25,2x18,9 м, высота этажа 2,85 м.

Фундаментная плита монолитная железобетонная толщиной 600 мм, класс бетона В30. Стены технического этажа монолитные железобетонные толщиной 300 мм, класс бетона В25.

Перекрытие над техническим этажом – монолитная плита толщиной 200 мм, класс бетона В25.

Наружные стены здания – сборные железобетонные панели толщиной 180 мм из бетона класса В25.

Внутренние стены здания – сборные железобетонные панели толщиной 180 мм, бетон класса В25. Плиты перекрытий и покрытия представляют собой сборные

железобетонные панели, плоские, сплошные, без скосов, толщиной 160 мм, класс бетона по прочности В25.

Сборные перекрытия около лестницы толщиной 220 мм, класс бетона В25. Сборные плиты на лестничных площадках толщиной 260 мм, класс бетона В25.

Плиты балконов – плоские сплошные железобетонные панели, объединенные с плитами перекрытий, класс бетона В 25.

Горизонтальные стыки внутренних несущих стен платформенные с двухсторонним опиранием плит перекрытий. Толщина растворного шва – 20 мм, зазор между торцами плит (без скосов) 20 мм.

Вертикальные стыки представляют собой безшпоночные соединения в виде сварных стыков закладных деталей заанкеренных в бетон панелей. Крепление вертикальных несущих элементов между собой осуществляется посредством приварки соединительных элементов в виде металлических гнутых уголков к закладным деталям, расположенным в конструкциях, по 2 шт. по высоте этажа.

Анализ полученных изополей напряжения в стеновых панелях здания проводился на отметках, указанных в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Высотные отметки здания для анализа полученных изополей напряжения в стеновых панелях

Этаж	Высотная отметка
1	-0,200
5	+11,220
10	+25,470
15	+39,720
20	+53,970
25	+68,220

План типового этажа здания с указанием исследуемых вертикальных стыков приведен на рисунке 4.2.

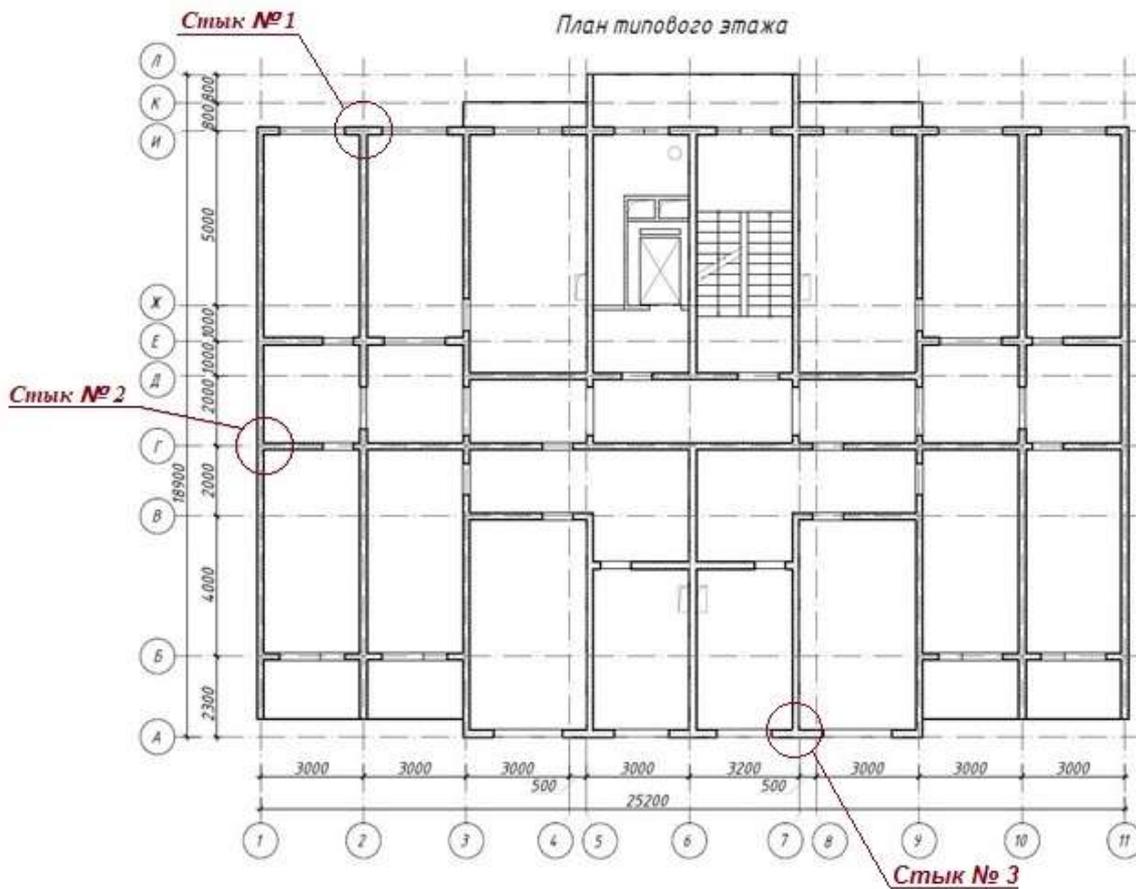


Рисунок 4.2 – План типового этажа крупнопанельного жилого дома

4.4 Характеристики расчетной схемы

Количественные характеристики расчетной схемы 25-этажного крупнопанельного здания:

Количество узлов – 364816;

Количество конечных элементов – 366905.

Количество загрузений – 9;

Количество комбинаций загрузений – 10.

Нагрузки заданы в соответствии с [87].

Жесткости, назначенные элементам расчетной схемы указаны на рисунке 4.3.

Жесткости	Ж/Б	Сталь	Кладка	ТЗА
Список типов жесткостей				
EE	27.	КЭ 55	численное (2-1)	
EE	28.	КЭ 55	численное (2-1)	
EE	29.	КЭ 55	численное (2-1)	
EE	30.	КЭ 55	численное (3-1)	
EE	31.	КЭ 55	численное (2-1)	
EE	32.	КЭ 55	численное (1-3)	
EE	33.	КЭ 55	численное (2-3)	
EE	34.	КЭ 55	численное (4-3)	
EE	35.	КЭ 55	численное (3-1)	
EE	36.	КЭ 55	численное (3-2)	
EE	37.	КЭ 55	численное (3-1)	
EE	38.	КЭ 55	численное (2-1)	
EE	39*.	КЭ платформ.	стыка h=18 (Первый этаж (опира	
EE	40*.	КЭ платформ.	стыка h=18 (Двустороннее плит н	
EE	41*.	КЭ платформ.	стыка h=18 (Одностороннее плит	
EE	42*.	КЭ платформ.	стыка h=18 (Стык только двух ст	
EE	43*.	КЭ платформ.	стыка h=18 (Верхний по сечению	
EE	44*.	КЭ платформ.	стыка h=18 (Верхний по сечению	
EE	45*.	КЭ платформ.	стыка h=18 (Одностороннее плит	

Жесткости	Ж/Б	Сталь	Кладка	ТЗА
Список типов жесткостей				
EE	1.	Брус 18 X 18	(перемычка выхода на кровлю)	
EE	2.	Брус 25 X 19	(балка лестничной площадки)	
EE	3*.	Брус 18 X 33	(перемычка надоконная)	
EE	4*.	Брус 18 X 48	(перемычка дверная)	
EE	5.	Пластина Н 16	(сборные перекрытия)	
EE	6.	Пластина Н 18	(сборные наружные стены)	
EE	7.	Пластина Н 18	(сборные внутренние стены)	
EE	8.	Пластина Н 20	(моноконтное перекрытие над т	
EE	9.	Пластина Н 22	(сборные перекрытия около ли	
EE	10.	Пластина Н 26	(сборные плиты на лестнице)	
EE	11.	Пластина Н 30	(моноконтные стены техподпол	
EE	12.	Пластина Н 60	(фундаментная плита)	
EE	13.	КЭ 10	численное	
EE	14.	КЭ 55	численное (2-1)	
EE	15.	КЭ 55	численное (1-4)	
EE	16.	КЭ 55	численное (2-4)	
EE	17.	КЭ 55	численное (4-3)	
EE	18.	КЭ 55	численное (2-1)	
EE	19.	КЭ 55	численное (2-1)	
EE	20.	КЭ 55	численное (4-1)	
EE	21.	КЭ 55	численное (3-1)	
EE	22.	КЭ 55	численное (2-1)	
EE	23.	КЭ 55	численное (3-1)	
EE	24.	КЭ 55	численное (4-1)	
EE	25.	КЭ 55	численное (3-1)	
EE	26.	КЭ 55	численное (2-1)	

Рисунок 4.3 – Жесткости элементов расчетной схемы

Верхние и нижние металлические связи в вертикальных стыках расчетной схемы крупнопанельного здания (Рисунок 4.4, а) были замоделированы при помощи конечного элемента КЭ55 (Рисунок 4.4, б). Схема внутренних усилий в сечении стержневого конечного элемента КЭ55 показана на рисунке 4.4, в.

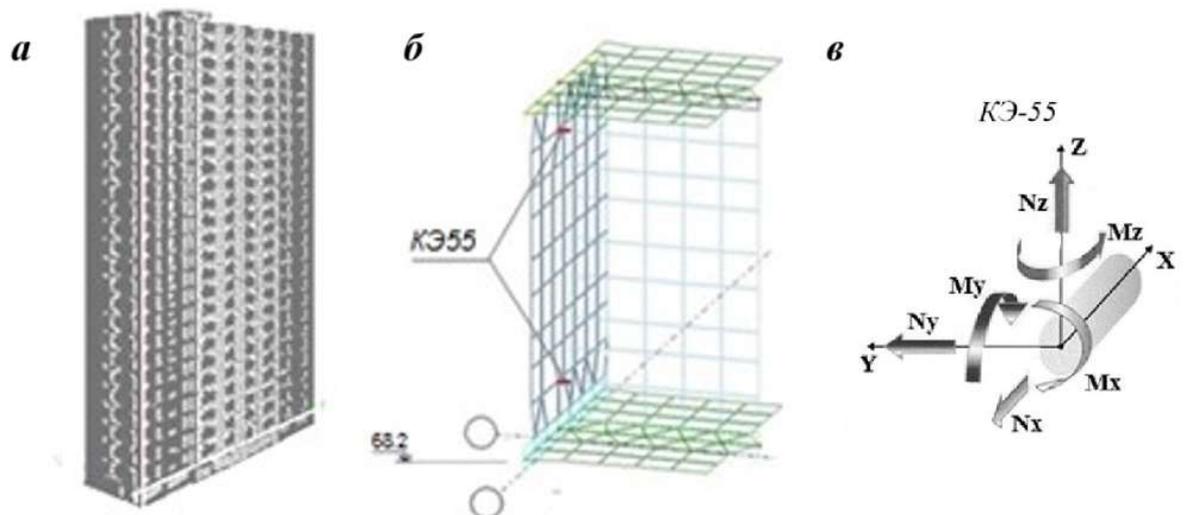


Рисунок 4.4 – Фрагмент вертикального стыка с обозначением КЭ55 (а), схема внутренних усилий в сечении стержневого конечного элемента КЭ55 (б)

Жесткости соединительных элементов по разработанной методике расчета, исходя из полученных значений податливости для соединительных элементов в виде гнутых уголков с размерами 75x50x5 мм, длиной 100мм (таблица 4.2):

Таблица 4.2 – Значения жесткости К55

R_z , т/м	R_x , т/м	R_y , т/м	Примечание
39682,5	57142,9	57142,9	значения для вертикального стыка с гнутым уголком 75x50x5 мм, длиной 100 мм

4.5 Результаты расчета и их анализ

Выполнены три варианта расчета модели 25-этажного крупнопанельного жилого дома со сварными вертикальными стыками на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков при различных значениях ветровых воздействий, соответствующих I, III, V ветровым районам.

В соответствии с данными таблицы 4.3 и приложением А, в крупнопанельных зданиях воспринимающих горизонтальные нагрузки, соответствующие I, III, V ветровым районам, при одинаковых перемещениях по Z, перемещения по X, Y увеличиваются с увеличением ветрового района. Перемещение по X при ветровой нагрузке, соответствующей V ветровому району, превышает перемещение по X при ветровой нагрузке, соответствующей III ветровому району в 1,59 раз. Перемещение по X при ветровой нагрузке, соответствующей III ветровому району, превышает перемещение по X при ветровой нагрузке, соответствующей I ветровому району в 1,64 раз. Перемещение по Y при ветровой нагрузке, соответствующей V ветровому району, превышает перемещение по Y при ветровой нагрузке, соответствующей III ветровому району в 1,26 раз. Перемещение по Y при ветровой нагрузке, соответствующей III ветровому району, превышает перемещение по Y при ветровой нагрузке, соответствующей I ветровому району в 1,21 раз.

Таблица 4.3 – Значения максимальных перемещений конструктивных элементов крупнопанельного здания для I, III, V ветровых районов

Ветровой район	Перемещения по X, мм	Перемещения по Y, мм	Перемещения по Z, мм
I	10,9	1,65	52,5
III	17,9	1,99	52,5
V	28,4	2,51	52,5

В результате расчетов получены значения усилий в верхних и нижних соединительных элементах вертикальных стыков с 1 по 25 этаж здания:

1. Вертикальное усилие сдвига вдоль оси Z – N_z , т;
2. Горизонтальное усилие растяжения (сжатия) в направлении оси X – N_x , т;
3. Горизонтальное усилие растяжения (сжатия) в направлении оси Y – N_y , т.

В таблице 4.4 приведены максимальные значения модулей усилий N_z в связях сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками. На основании полученных данных построены графики изменения максимальных усилий сдвига N_z в связях вертикальных стыков с 3 по 25 этаж здания, находящегося в I, III, V ветровом районе (рисунок 4.5).

Таблица 4.4 – Значения максимальных сдвигающих усилий N_z в связях сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков в зависимости от ветровой нагрузки

Этаж	max усилие N_z , т								
	Стык №1			Стык №2			Стык №3		
	Ветер I	Ветер III	Ветер V	Ветер I	Ветер III	Ветер V	Ветер I	Ветер III	Ветер V
1	3,180	2,472	1,433	3,800	3,580	3,240	2,670	2,667	3,843
2	1,779	1,398	1,489	1,730	1,330	0,732	1,912	2,070	3,840
3	0,209	0,880	1,543	0,104	0,572	1,270	1,549	2,781	4,620
4	0,327	1,024	2,179	1,040	1,520	2,230	1,695	2,920	4,760
5	0,594	1,278	2,633	1,460	1,910	2,580	1,731	2,930	4,710
Max, 3-5 эт.	0,594	1,278	2,633	1,460	1,910	2,580	1,731	2,930	4,760
6	0,867	1,643	2,940	1,690	2,120	2,780	1,725	2,870	4,600
7	1,090	1,919	3,160	1,840	2,280	2,920	1,686	2,780	4,430
8	1,351	2,136	3,310	1,960	2,380	3,020	1,628	2,680	4,230
9	1,568	2,310	3,420	2,050	2,460	3,080	1,563	2,550	4,030
10	1,738	2,430	3,470	2,120	2,520	3,100	1,490	2,430	3,820
Max, 6-10 эт.	1,738	2,430	3,470	2,120	2,520	3,100	1,725	2,870	4,600
11	1,879	2,530	3,510	2,170	2,540	3,100	1,405	2,284	3,590
12	1,984	2,590	3,490	2,200	2,550	3,070	1,315	2,125	3,340
13	2,049	2,600	3,430	2,220	2,540	3,020	1,223	1,974	3,100
14	2,118	2,630	3,370	2,220	2,520	2,960	1,124	1,816	2,840
15	2,158	2,620	3,300	2,220	2,480	2,890	1,019	1,641	2,570
Max, 11-15 эт.	2,158	2,630	3,510	2,220	2,550	3,100	1,405	2,284	3,590

Продолжение таблицы 4.4

16	2,195	2,600	3,220	2,200	2,440	2,800	0,912	1,467	2,290
17	2,207	2,580	3,120	2,180	2,390	2,710	0,801	1,287	2,009
18	2,215	2,530	3,000	2,160	2,340	2,620	0,688	1,103	1,724
19	2,208	2,460	2,850	2,130	2,290	2,520	0,574	0,917	1,431
20	2,189	2,400	2,700	2,110	2,240	2,430	0,455	0,723	1,125
Мах, 16-20 эт.	2,215	2,600	3,220	2,200	2,440	2,800	0,912	1,467	2,290
21	2,126	2,280	2,490	2,070	2,170	2,320	0,333	0,526	0,816
22	2,056	2,141	2,280	2,040	2,110	2,200	0,212	0,329	0,507
23	1,889	1,916	1,941	2,000	2,030	2,070	0,063	0,097	0,173
24	1,612	1,648	1,687	1,880	1,900	1,910	0,068	0,119	0,194
25	1,400	1,495	1,535	1,560	1,620	1,660	0,267	0,293	0,332
Мах, 21-25 эт.	2,126	2,280	2,490	2,070	2,170	2,320	0,333	0,526	0,816
Мах, 3- 25 эт.	2,215	2,630	3,510	2,220	2,550	3,100	1,731	2,930	4,760

В соответствии с графиками рисунка 4.5, величина ветрового воздействия существенно влияет на показатели сдвигающих усилий N_z в связях вертикальных стыков здания.

В соответствии с графиками, изображенными на рисунке 4.5, а усилия N_z в связях вертикального стыка №1 здания, расположенного в I ветровом районе, увеличиваются с 3 по 18 этаж на 2,006 т, далее уменьшаются с 18 по 25 этаж на 0,815 т. Усилия N_z в связях вертикального стыка №1 здания, расположенного в III ветровом районе, увеличиваются с 3 по 14 этаж на 1.75 т, далее уменьшаются с 14 по 25 этаж на 1,135 т. Усилия N_z в связях вертикального стыка №1 здания, расположенного в V ветровом районе, увеличиваются с 3 по 11 этаж на 1.967 т, затем уменьшаются с 11 по 25 этаж на 1,975 т.

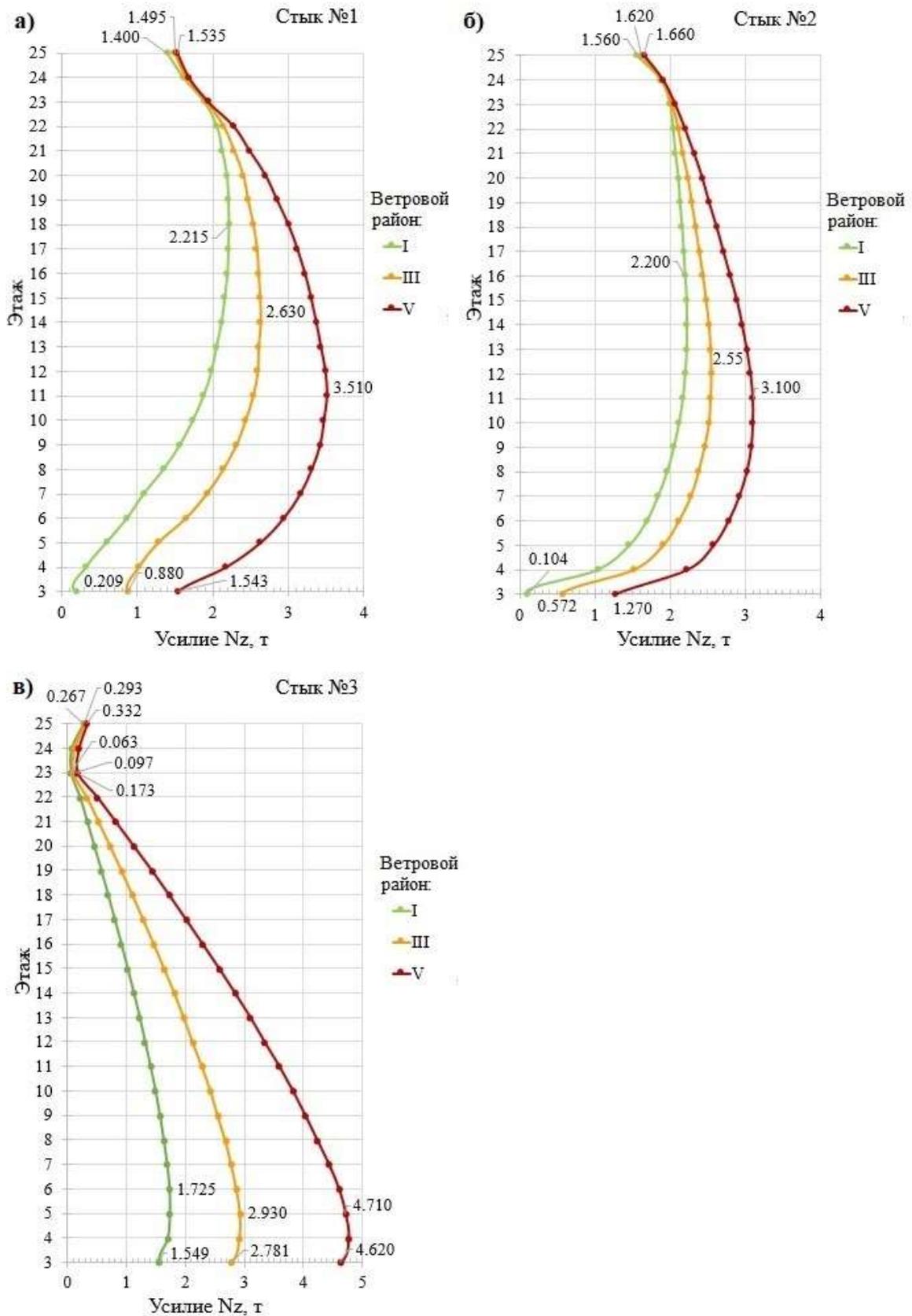


Рисунок 4.5 – Графики изменения максимальных усилий сдвига N_z в связях вертикальных стыков по высоте здания при ветровых воздействиях, соответствующих I, III, V ветровым районам: стык №1, а; стык №2, б; стык №3, в

Для вертикального стыка №1 здания, расположенного в I ветровом районе минимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 3 этажа составило 0,209 т, максимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 18 этажа составило 2,215 т. Для вертикального стыка №1 здания, расположенного в III ветровом районе минимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 3 этажа составило 0,88 т, максимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 14 этажа составило 2,63 т. Для вертикального стыка №1 здания, расположенного в V ветровом районе минимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 3 этажа составило 1,535 т, максимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 11 этажа составило 3,51 т.

Величина максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №1 здания, расположенного в V ветровом районе превышает величину максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №1 здания, расположенного в III ветровом районе в 1.34 раза. Величина максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №1 здания, расположенного в III ветровом районе превышает величину максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №1 здания, расположенного в I ветровом районе в 1.19 раз.

В соответствии с графиками, изображенными на рисунке 4.5, б усилия N_z в связях вертикального стыка №2 здания, расположенного в I ветровом районе, увеличиваются с 3 по 16 этаж на 2,096 т, далее уменьшаются с 16 по 25 этаж на 0,64 т. Усилия N_z в связях вертикального стыка №2 здания, расположенного в III ветровом районе, увеличиваются с 3 по 12 этаж на 1.978 т, далее уменьшаются с 12 по 25 этаж на 0,935 т. Усилия N_z в связях вертикального стыка №2 здания, расположенного в V ветровом районе, увеличиваются с 3 по 11 этаж на 1.83 т, затем уменьшаются с 11 по 25 этаж на 1,44 т.

Для вертикального стыка №2 здания, расположенного в I ветровом районе минимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 3 этажа составило 0,104 т, максимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 16 этажа составило 2,22 т. Для вертикального стыка №2 здания, расположенного в III ветровом районе минимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 3 этажа составило 0,572 т, максимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 12 этажа составило 2,55 т. Для вертикального стыка №2 здания, расположенного в V ветровом районе минимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 3 этажа составило 1,270 т, максимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 11 этажа составило 3,10 т.

Величина максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №2 здания, расположенного в V ветровом районе превышает величину максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №2 здания, расположенного в III ветровом районе в 1.22 раза. Величина максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №2 здания, расположенного в III ветровом районе превышает величину максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №2 здания, расположенного в I ветровом районе в 1.15 раз.

В соответствии с графиками, изображенными на рисунке 4.5, в усилия N_z в связях вертикального стыка №3 здания, расположенного в I ветровом районе, увеличиваются с 3 по 6 этаж на 0,176 т, далее уменьшаются с 6 по 23 этаж на 1,662 т и увеличиваются с 23 по 25 этаж на 0.204 т. Усилия N_z в связях вертикального стыка №3 здания, расположенного в III ветровом районе, увеличиваются с 3 по 5 этаж на 0.149 т, затем уменьшаются с 5 по 23 этаж на 2,833 т и увеличиваются с 23 по 25 этаж на 0,196 т. Усилия N_z в связях вертикального стыка №3 здания, расположенного в V ветровом районе, увеличиваются с 3 по 5 этаж на 0.09 т, затем уменьшаются с 5 по 23 этаж на 4,537 т и увеличиваются с 23 по 25 этаж на 0,159 т.

Для вертикального стыка №3 здания, расположенного в I ветровом районе минимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 23 этажа составило 0,063 т, максимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 5 этажа составило 1,731 т. Для вертикального стыка №3 здания, расположенного в III ветровом районе минимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 23 этажа составило 0,097 т, максимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 5 этажа составило 2,93 т. Для вертикального стыка №3 здания, расположенного в V ветровом районе минимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 23 этажа составило 0,173 т, максимальное значение сдвигающего усилия N_z в связи 4 этажа составило 4,760 т. Величина максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №3 здания, расположенного в V ветровом районе превышает величину максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №3 здания, расположенного в III ветровом районе в 1.63 раза. Величина максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №3 здания, расположенного в III ветровом районе превышает величину максимального усилия N_z в связи вертикального стыка №3 здания, расположенного в I ветровом районе в 1.69 раз.

Полученные значения максимальных усилий N_z в сварных вертикальных стыках №1, 2, 3 в зависимости от значения ветровой нагрузки приведены в таблице 4.5 и на графике рисунка 4.6. Анализ полученных усилий сдвига N_z в связях сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков с 3 по 25 этаж здания показал, что с увеличением значения ветровой нагрузки возрастает усилие сдвига N_z . В среднем значение усилия N_z для здания, расположенного в V ветровом районе превышает усилие N_z для здания, расположенного в III ветровом районе в 1,4 раз. Значение усилия

N_z для здания, расположенного в III ветровом районе, превышает усилие N_z для здания, расположенного в I ветровом районе в 1,3 раз.

Таблица 4.5 – Значение максимальных горизонтальных усилий в связях вертикальных стыков 25-этажного крупнопанельного здания

Ветровой район	MAX N_z , т		
	Стык №1	Стык №2	Стык №3
I	2,215	2,210	1,731
III	2,630	2,550	2,930
V	3,510	3,100	4,760

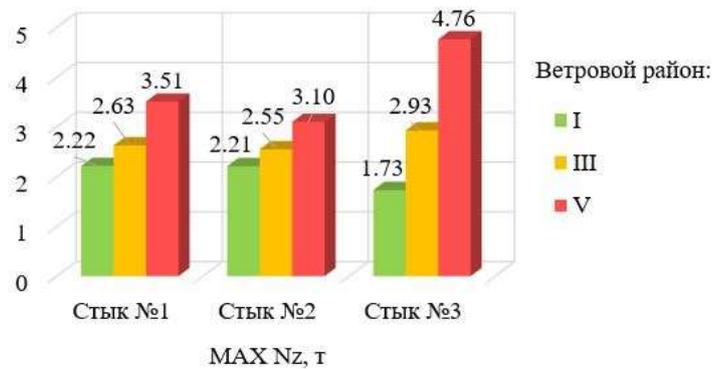


Рисунок 4.6 – Соотношение величин максимальных усилий сдвига N_z в связях вертикальных стыков 25-этажного крупнопанельного здания

Усилия N_x , N_y в связях вертикальных стыков №1, 2, 3 по высоте здания представлены в таблице 4.6 и на графике 4.7.

Таблица 4.6 – Значение максимальных горизонтальных усилий в связях вертикальных стыков 25-этажного крупнопанельного здания

Ветровой район	MAX N_x , т			MAX N_y , т		
	Стык №1	Стык №2	Стык №3	Стык №1	Стык №2	Стык №3
I	0,360	0,235	0,233	0,161	0,330	0,229
III	0,410	0,252	0,246	0,168	0,389	0,248
V	0,490	0,278	0,259	0,179	0,429	0,260

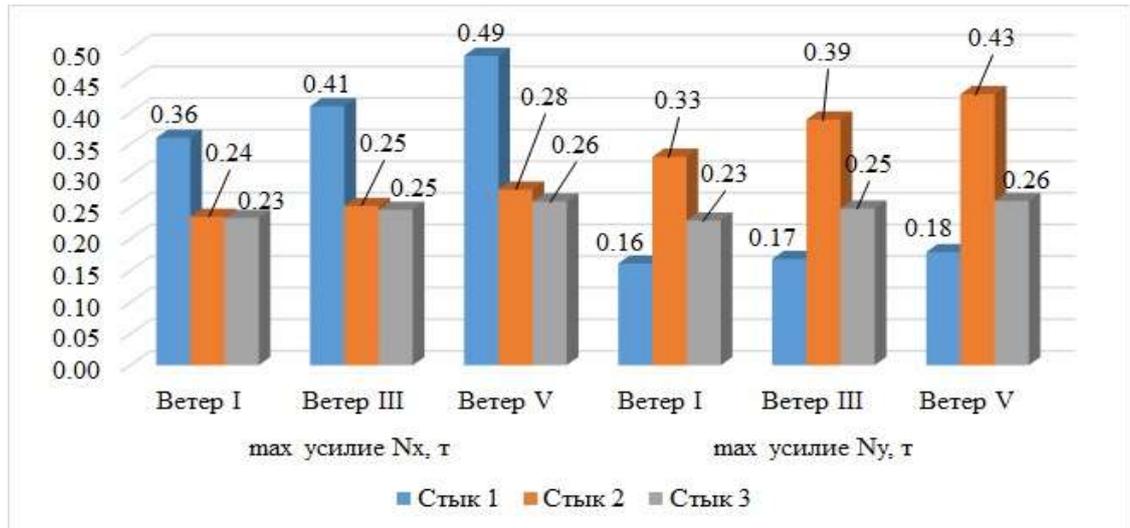


Рисунок 4.7 – Соотношение величин максимальных усилий N_x , N_y в связях вертикальных стыков 25-этажного крупнопанельного здания

Выполненный анализ полученных значений горизонтальных усилий N_x , N_y в связях вертикальных стыков №1, 2, 3 показал, что максимальное горизонтальное усилие растяжения в связи вертикального стыка №1 возникает при значении ветровой нагрузки, соответствующей V ветровому району и составляет 0,490 т.

Значения горизонтальных усилий растяжения в связях вертикальных стыков увеличиваются с увеличением ветровой нагрузки. Поскольку, максимальное усилие сдвига выше значения максимального горизонтального усилия в связях вертикальных стыков 25-этажного крупнопанельного здания в 9,71 раз, сделан вывод о том, что вертикальное усилие сдвига в большей степени влияет на прочность соединения, по сравнению с усилием растяжения.

4.6 Сравнительный анализ усилий в сварных вертикальных стыках на закладных деталях с гнутыми и с прокатными уголками

Выполнен сравнительный анализ усилий сдвига в связях сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и с прокатными уголками. Податливость сварных вертикальных стыков на закладных деталях с прокатными

уголками определялась с использованием метода перемещений. Расчет выполнен для здания, находящегося в I ветровом районе. На основании полученных данных построены графики изменения максимальных усилий сдвига N_z в связях вертикальных стыках с прокатными и с гнутыми уголками с 3 по 25 этаж здания, находящегося в I ветровом районе (рисунок 4.8).

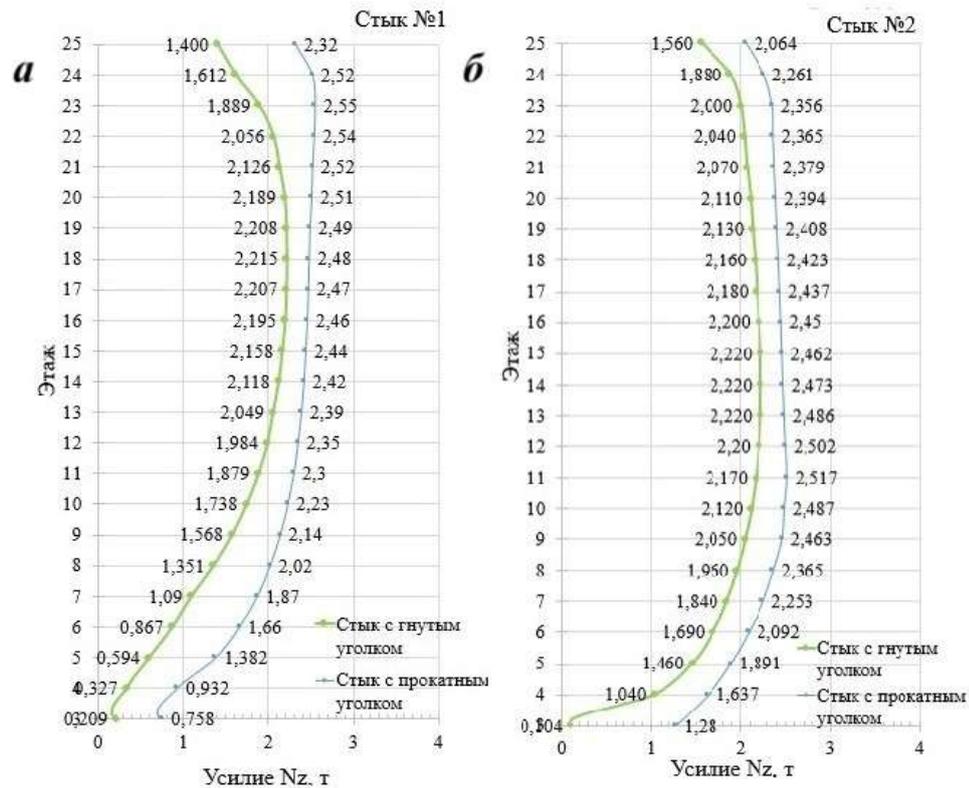


Рисунок 4.8 – Сравнительный анализ усилий сдвига в стыках с прокатным и с гнутым уголком: *стык №1 (а), стык №2 (б)*

В таблице 4.7 приведены максимальные значения усилий N_z в связях сварных вертикальных стыков на закладных деталях с прокатными уголками.

Сравнительный анализ усилий сдвига в связях сварных вертикальных стыках на закладных деталях с гнутыми и с прокатными уголками, показал превышение усилий в стыках с прокатными уголками по сравнению с гнутыми. Разница в максимальных значениях усилий в стыках с прокатными и с гнутыми уголками составила 15,12% для Стыка №1 и 12,7% для Стыка №2.

Таблица 4.7 – Сравнительный анализ усилий сдвига

Этаж	max усилие N_z , т			
	Стык №1		Стык №2	
	Прокатный	Гнутый	Прокатный	Гнутый
3	0,758	0,209	1,637	0,104
4	0,932	0,327	1,891	1,040
5	1,382	0,594	2,092	1,460
<i>Max, 3-5 эт.</i>	<i>1,38</i>	<i>0,594</i>	<i>2,092</i>	<i>1,460</i>
6	1,66	0,867	2,253	1,690
7	1,87	1,090	2,365	1,840
8	2,02	1,351	2,463	1,960
9	2,14	1,568	2,487	2,050
10	2,23	1,738	2,517	2,120
<i>Max, 6-10 эт.</i>	<i>2,23</i>	<i>1,738</i>	<i>2,517</i>	<i>2,120</i>
11	2,3	1,879	2,502	2,170
12	2,35	1,984	2,486	2,200
13	2,39	2,049	2,473	2,220
14	2,42	2,118	2,462	2,220
15	2,44	2,158	2,45	2,220
<i>Max, 11-15 эт.</i>	<i>2,44</i>	<i>2,158</i>	<i>2,502</i>	<i>2,220</i>
16	2,46	2,195	2,437	2,200
17	2,47	2,207	2,423	2,180
18	2,48	2,215	2,408	2,160
19	2,49	2,208	2,394	2,130
20	2,51	2,189	2,379	2,110
<i>Max, 16-20 эт.</i>	<i>2,51</i>	<i>2,215</i>	<i>2,437</i>	<i>2,200</i>
21	2,52	2,126	2,365	2,070
22	2,54	2,056	2,356	2,040
23	2,55	1,889	2,261	2,000
24	2,52	1,612	2,064	1,880
25	2,32	1,400	1,8	1,560
<i>Max, 21-25 эт.</i>	<i>2,55</i>	<i>2,126</i>	<i>2,365</i>	<i>2,070</i>
<i>Max, 3-25 эт.</i>	<i>2,55</i>	<i>2,215</i>	<i>2,502</i>	<i>2,220</i>

4.7 Проверка прочности сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков

В работе выполнена проверка прочности исследуемых вертикальных стыков.

По данным проведенных экспериментальных исследований, результаты которых представлены в третьей главе, несущая способность вертикального стыка с гнутыми уголками 75x50x5мм и длиной 100мм при растяжении составляет 85кН = 8,67т, при сдвиге – 607,1кН = 61,91т.

Сравнивая несущую способность вертикального стыка с результатами анализа компьютерного моделирования 25-этажного крупнопанельного жилого дома, получено, что максимальное усилие сдвига $N_z = 4,76т$, возникающее в стыке №3 в V ветровом районе, меньше несущей способности сварного вертикального стыка на закладных деталях с гнутыми уголками при сдвиге: $N_z = 4,76т < 61,91т$, следовательно условие прочности соблюдается.

Максимальное горизонтальное усилие $N_y = 0,49т$, возникающее в стыке №1 в V ветровом районе, меньше несущей способности сварного вертикального стыка на закладных деталях с гнутыми уголками при растяжении: $N_y = 0,49т < 8,67т$, следовательно условие прочности стыка соблюдается.

4.8 Оценка напряженно-деформированного состояния несущих конструкций 25-этажного крупнопанельного жилого дома

По результатам расчета анализировалось изменение напряженного состояния произвольно выбранного столба в составе компьютерной модели здания. Для него были построены графики изменения нормальных усилия N (рис. 4.9, а) и изгибающего момента M (рис. 4.9, б) и, по высоте здания для горизонтального нагружения соответствующему I, III и V ветровым районам.

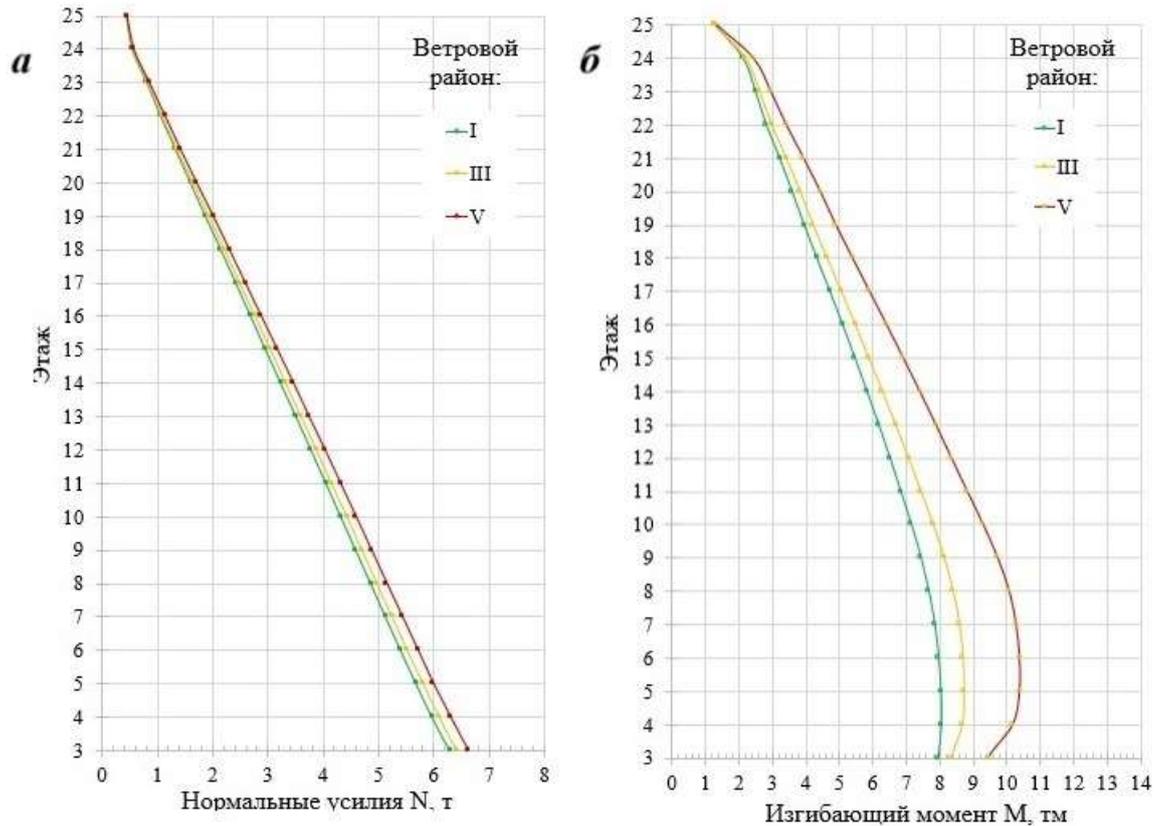


Рисунок 4.9 – Соотношение величины нормальных усилий N для столба панелей 1 от высоты здания, находящегося в I, III, V ветровых районах (а); Соотношение величины изгибающего момента M для столба панелей 1 от высоты здания, находящегося в I, III, V ветровых районах(б)

Величина нормальных усилий в столбе панелей здания увеличивается при увеличении ветровой нагрузки на здание. Максимальное значение нормального усилия в столбе (рис. 4.9, а) для здания, расположенного в I ветровом районе, составило 6,9 т, для здания, расположенного в III ветровом районе, – 7,3 т, для здания, расположенного в V ветровом районе, – 7,7 т.

Значения изгибающих моментов в столбе панелей здания возрастают с увеличением ветрового воздействия. Максимальное значение изгибающего момента M в столбе (рис. 4.9, б) с 3 по 25 этаж для здания, расположенного в I ветровом районе, составило 8,06 тм, для здания, расположенного в III ветровом районе, – 8,74 тм, для здания, расположенного в V ветровом районе, – 10,4 тм. Изополя напряжений приведены в приложении А.

4.9 Выбор и оптимизация конструктивных параметров сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками

С целью подбора и оптимизации конструктивных элементов сварного вертикального стыка на закладных деталях с гнутыми уголками выполнены расчеты согласно нормативным документам.

Исходные данные для расчета стыка

В соответствии с выполненным общим расчетом крупнопанельного 25-этажного здания со значениями податливости вертикальных стыков, определенными по разработанной методике расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками, наибольшие усилия в вертикальных стыках при интенсивности ветровой нагрузки, соответствующей I, III, V ветровым районам составляет:

Для здания, расположенного в I ветровом районе:

$$N_x = 0,360t = 3,53кН ,$$

$$N_z = 2,215t = 21,72кН$$

Для здания, расположенного в III ветровом районе:

$$N_x = 0,410t = 4,02кН ,$$

$$N_z = 2,930t = 28,73кН$$

Для здания, расположенного в V ветровом районе:

$$N_x = 0,490t = 4,81кН ,$$

$$N_z = 4,760t = 46,68кН$$

Конструктивные элементы сварного вертикального стыка на закладных деталях с гнутыми уголками представлены на рисунке 4.10.

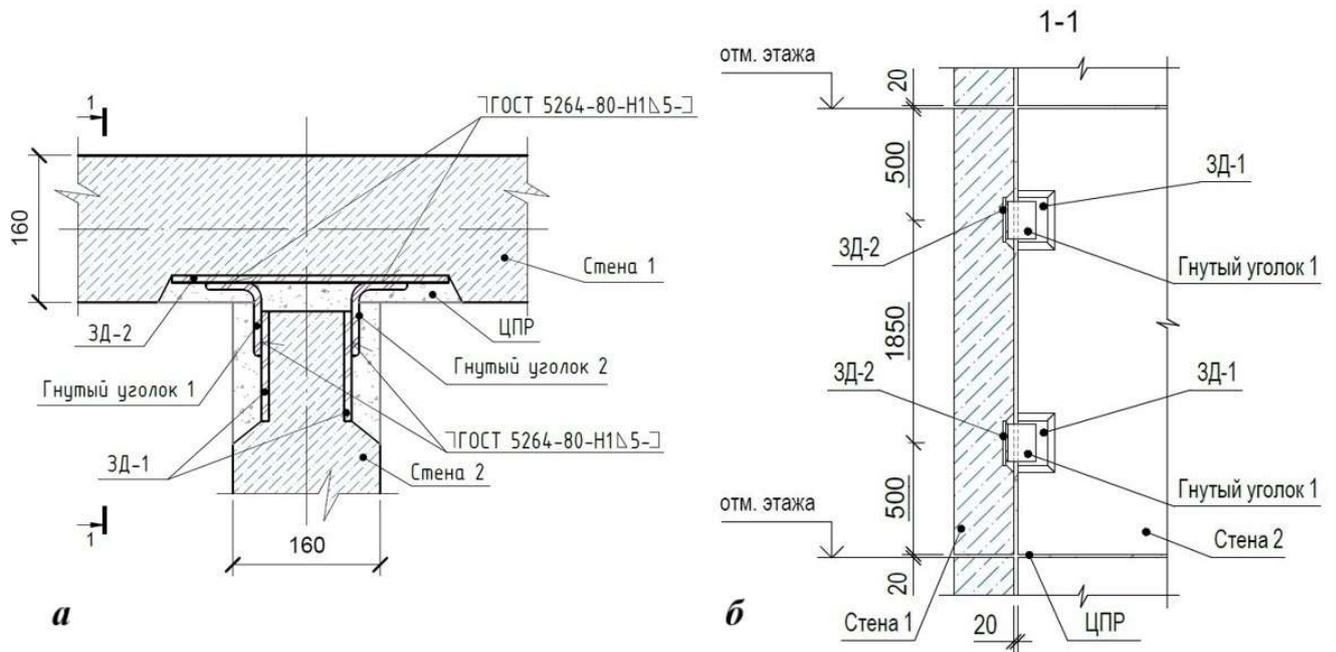


Рисунок 4.10– Сварной вертикальный стык на закладных деталях с гнутыми уголками (а), сварной вертикальный стык на закладных деталях с гнутыми уголками в пределах этажа (б)

Расчет закладной детали ЗД-1

Конструктивное решение закладной детали отвечает требованиям приложения Б СП 63.13330.2012, а также требованиям и рекомендациям указанных в п.5 «Рекомендаций по проектированию закладных деталей для железобетонных конструкций».

Сдвигу в вертикальном направлении сопротивляются два анкерных стержня диаметром 8 мм А500С.

Бетон стеновых панелей В25, Марка стали закладной детали С245.

Определим частную несущую способность на сдвиг в вертикальном направлении:

Кратковременное действие нагрузок

$$Q_{an,j,0} = \gamma_{s,sh} \cdot n \cdot A_{an,j} \cdot \sqrt{R_b \cdot R_s} = 1,65 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{14,5 \cdot 240} = 9,79 \text{ кН},$$

где $\gamma_{s,sh}$ - коэффициент, принимаемый равным 1,65, n - количество анкеров закладной детали, $A_{an,j}$ - суммарная площадь поперечного сечения анкеров наиболее

напряженного ряда, R_b, R_s - расчетные сопротивления бетона и стали соответственно.

Длительное действие нагрузок

$$Q_{an,j,0} = \gamma_{s,sh} \cdot n \cdot A_{an,j} \cdot \sqrt{R_b \cdot R_s} = 1,65 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{14,5 \cdot 0,9 \cdot 240} = 9,29 \text{ кН}$$

Найдем предельное усилие отрыва закладной детали ЗД-1:

В горизонтальном направлении установлены 4-е анкерных стержня диаметром 8 мм А500С, длина стержней 250мм, приваренные в нахлестку к стальным пластинам.

Кратковременное действие нагрузок

$$N_{an} = R_s \cdot A_s \cdot n \cdot \frac{l_f}{l_{anc}} = 240 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4} \cdot 4 \cdot \frac{0,25 \cdot 1,05 \cdot 2,5 \cdot 3,14 \cdot 0,008}{240 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}} = 65,9 \text{ кН}$$

Согласно формуле Б.8 минимальная толщина пластины составляет:

$$t \geq 0,25 \cdot d_{an} \cdot \frac{R_s}{R_{sq}} = 0,25 \cdot 0,008 \cdot \frac{240}{0,58 \cdot 240} = 3,4 \text{ мм}$$

d_{an} - диаметр анкерного стержня требуемый по расчету

R_{sq} - расчетное сопротивление стали на срез, принимаемое согласно СП 16.13330.

С учетом отдельной работы анкерных стержней, установленных в закладной детали ЗД-1 для восприятия усилий различного направления, получено:

1. Поскольку $Q_{an,j,0} = 9,29 \text{ кН}$ меньше усилия сдвига в вертикальном стыке при величине ветровой нагрузки соответствующей I ветровому району - $N_z = 21,72 \text{ кН}$ в 2,3 раз, анкерных стержней диаметром 8 мм в количестве 2 шт. не достаточно для восприятия сдвигающих усилий.

2. Для восприятия отрыва горизонтальных анкерных стержней диаметром 8 мм в количестве 4 шт. достаточно, т.к несущая способность $N_{an} = 65,9 \text{ кН}$ выше усилия растяжения $N_x = 3,53 \text{ кН}$.

Для выполнения проверки закладной детали ЗД-1 на прочность по сдвигу допустимые параметры анкерных стержней:

Для I ветрового района:

- диаметр 12 мм, 2 шт, марка стали не ниже С285.

Проверка прочности при длительных нагрузках:

$$Q_{an,j,0} = \gamma_{s,sh} \cdot n \cdot A_{an,j} \cdot \sqrt{R_b \cdot R_s} = 1,65 \cdot 2 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{14,5 \cdot 270 \cdot 0,9} = 22,14 \text{ кН} > N_z = 21,72 \text{ кН} -$$

выполнено.

Для III ветрового района допустимо принять 3 шт. анкерных стержней диаметром 12 мм, марка стали С285:

Проверка прочности при длительных нагрузках:

$$Q_{an,j,0} = \gamma_{s,sh} \cdot n \cdot A_{an,j} \cdot \sqrt{R_b \cdot R_s} = 1,65 \cdot 3 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{14,5 \cdot 270 \cdot 0,9} = 33,20 \text{ кН} > N_z = 28,73 \text{ кН} -$$

выполнено.

Для V ветрового района допустимо принять 4 стержня диаметром 12 мм, марка стали С285:

Проверка прочности при длительных нагрузках:

$$Q_{an,j,0} = \gamma_{s,sh} \cdot n \cdot A_{an,j} \cdot \sqrt{R_b \cdot R_s} = 1,65 \cdot 4 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{14,5 \cdot 270 \cdot 0,9} = 60,33 \text{ кН} > N_z = 46,68 \text{ кН} -$$

выполнено.

Расчет закладной детали ЗД-2

Угол наклона анкерных стержней составляет $\arctg(87/68)=52$ градуса

Обобщенное условие прочности исходя из требований приложения Б СП 63.13330.2012:

$$\frac{N_x}{A_s \cdot R_s \cdot \sin \alpha} + \frac{N_z}{1,65 \cdot A_s \cdot \sqrt{R_b \cdot R_s}} \leq 1$$

Для I ветрового района:

$$\frac{0,0035}{4 \cdot 0,78 \cdot 10^{-4} \cdot 270 \cdot \sin 52} + \frac{0,022}{1,65 \cdot 4 \cdot 0,78 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{14,5 \cdot 270}} = 0,736 < 1 \quad - \quad \text{условие прочности}$$

выполнено.

Для III ветрового района:

$$\frac{0,00402}{4 \cdot 0,78 \cdot 10^{-4} \cdot 270 \cdot \sin 52} + \frac{0,0287}{1,65 \cdot 4 \cdot 0,78 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{14,5 \cdot 270}} = 0,952 < 1 \quad - \quad \text{условие прочности}$$

выполнено.

Для V ветрового района:

$$\frac{0,0048}{4 \cdot 0,78 \cdot 10^{-4} \cdot 270 \cdot \sin 52} + \frac{0,0467}{1,65 \cdot 4 \cdot 0,78 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{14,5 \cdot 270}} = 1,5 > 1 \quad - \text{условие прочности не}$$

выполнено.

Таким образом, для I и III ветровых районов допустимо применение анкерных стержней диаметром 10 мм, сталь С285 4 шт. для закладной детали ЗД-2, поскольку выполняется проверка прочности анкерных стержней.

Для V ветрового района минимально допустимые анкерные стержни диаметром 12 мм, сталь С285 6 шт. для закладной детали ЗД-2, исходя из условия прочности:

$$\frac{0,0048}{6 \cdot 1,313 \cdot 10^{-4} \cdot 270 \cdot \sin 52} + \frac{0,0467}{1,65 \cdot 6 \cdot 1,313 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{14,5 \cdot 270}} = 0,6 < 1 \quad - \text{условие выполнено.}$$

Расчет прочности сварных швов

В соединительном элементе действуют усилия сдвига и растяжения:

Для здания, расположенного в I ветровом районе:

$$N_x = 3,53 / 2 = 1,77 \text{ кН}, \quad N_y = 0,33 / 2 = 0,165 \text{ кН}, \quad N_z = 21,72 / 2 = 10,86 \text{ кН}.$$

Для здания, расположенного в III ветровом районе:

$$N_x = 4,02 / 2 = 2,01 \text{ кН}, \quad N_z = 28,73 / 2 = 14,37 \text{ кН}$$

Для здания, расположенного в V ветровом районе:

$$N_x = 4,81 / 2 = 2,41 \text{ кН}, \quad N_z = 46,68 / 2 = 23,34 \text{ кН}$$

Расчет прочности сварных соединений

Сварные соединения закладных деталей ЗД-1, ЗД-2 и гнутого уголка с размерами 75x50x5 мм, длиной 100 мм выполняются электродами Э46, катет шва 5мм, швы имеют П-образную форму. В соответствии с п. 14.1.16 СП 16.13330.2011 необходимо учитывать непровар 1 см на концах сварных швов.

Расчет выполняется для длинной и короткой сторон уголка (рисунок 4.11).

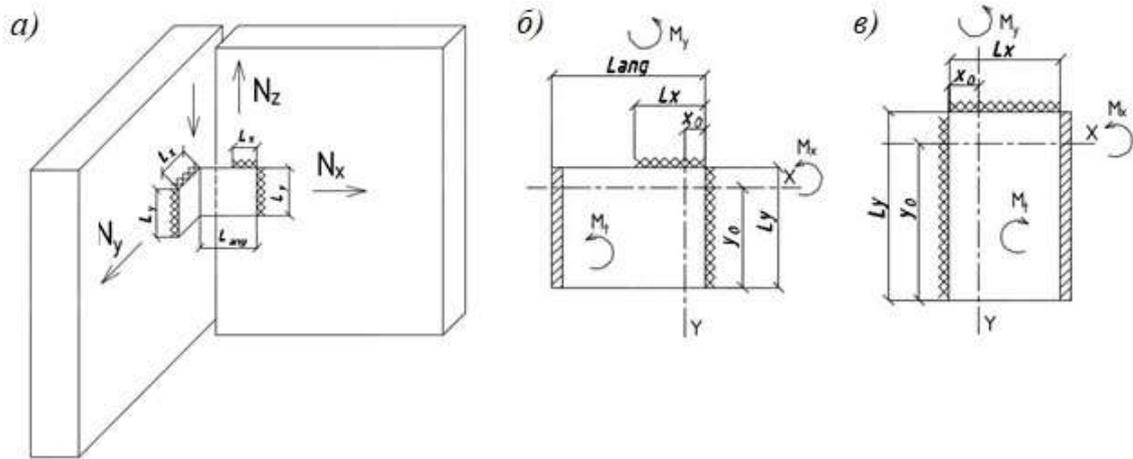


Рисунок 4.11 – Условная схема для расчета сварных соединений гнутого уголка и закладных деталей: а – схема сварного вертикального стыка на закладных деталях с гнутыми уголками; б - сварной шов на длинной стороне уголка; в - сварной шов на короткой стороне уголка

Длинная сторона

Геометрические характеристики сварных швов.

Статический момент сварного шва относительно вертикальной оси Y , совмещенной с левой точкой сопряжения уголка и закладной детали:

$$S_y = k_f \cdot (L_y - 0,01) \cdot (L_x + \frac{k_f}{2}) + 2 \cdot k_f \cdot (L_x - 0,01) \cdot \frac{L_x}{2}$$

$$S_y = 0,005 \cdot (0,1 - 0,01) \cdot (0,06 + \frac{0,005}{2}) + 2 \cdot 0,005 \cdot (0,06 - 0,01) \cdot \frac{0,06}{2} = 0,431 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Статический момент сварного шва относительно горизонтальной оси X , совмещенной с нижней гранью уголка:

$$S_x = -k_f \cdot (L_x - 0,01) \cdot \frac{k_f}{2} + k_f \cdot (L_y - 0,01) \cdot \frac{L_y}{2} + (L_x - 0,01) \cdot k_f \cdot (L_y + \frac{k_f}{2})$$

$$S_x = -0,005 \cdot (0,06 - 0,01) \cdot \frac{0,005}{2} + 0,005 \cdot (0,1 - 0,01) \cdot \frac{0,1}{2} + (0,06 - 0,01) \cdot 0,005 \cdot (0,1 + \frac{0,005}{2}) = 0,475 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Площадь шва:

$$A_w = (L_y + 2 \cdot L_x - 0,03) \cdot k_f = (0,1 + 2 \cdot 0,06 - 0,03) \cdot 0,005 = 0,00095 \text{ м}^2$$

Положение центра тяжести:

$$x_0 = \frac{S_y}{A_w} = \frac{0,431 \cdot 10^{-4}}{9,5 \cdot 10^{-4}} = 0,0454 \text{ м} , y_0 = \frac{S_x}{A_w} = \frac{0,475 \cdot 10^{-4}}{9,5 \cdot 10^{-4}} = 0,05 \text{ м}$$

Момент инерции сварного шва относительно оси X:

$$I_x = \frac{2 \cdot (L_x - 0,01) \cdot k_f^3}{12} + (L_x - 0,01) \cdot k_f \cdot (y_0 + \frac{k_f}{2})^2 + (L_x - 0,01) \cdot k_f \cdot (L_y - y_0 + \frac{k_f}{2})^2 + \frac{k_f \cdot (L_y - 0,01)^3}{12} + k_f \cdot (L_y - 0,01) \cdot (\frac{L_y}{2} - y_0)^2$$

$$I_x = \frac{2 \cdot (0,06 - 0,01) \cdot 0,005^3}{12} + (0,06 - 0,01) \cdot 0,005 \cdot (0,05 + \frac{0,005}{2})^2 + (0,06 - 0,01) \cdot 0,005 \cdot (0,1 - 0,05 + \frac{0,005}{2})^2 + \frac{0,005 \cdot (0,1 - 0,01)^3}{12} + 0,005 \cdot (0,1 - 0,01) \cdot (\frac{0,1}{2} - 0,05)^2 = 1,68 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

Момент инерции сварного шва относительно оси Y:

$$I_y = \frac{(L_y - 0,01) \cdot k_f^3}{12} + (L_y - 0,01) \cdot k_f \cdot (L_x - x_0 + \frac{k_f}{2})^2 + 2 \cdot k_f \cdot \frac{(L_x - 0,01)^3}{12} + 2 \cdot k_f \cdot (L_x - 0,01) \cdot (\frac{L_x}{2} - x_0)^2$$

$$I_y = \frac{(0,1 - 0,01) \cdot 0,005^3}{12} + (0,1 - 0,01) \cdot 0,005 \cdot (0,06 - 0,0454 + \frac{0,005}{2})^2 + 2 \cdot 0,005 \cdot \frac{(0,06 - 0,01)^3}{12} + 2 \cdot 0,005 \cdot (0,06 - 0,01) \cdot (\frac{0,06}{2} - 0,0454)^2 = 3,55 \cdot 10^{-7} \text{ м}^4$$

Короткая сторона

Статический момент сварного шва относительно оси Y:

$$S_y = 0,005 \cdot (0,1 - 0,01) \cdot (0,05 + \frac{0,005}{2}) + 2 \cdot 0,005 \cdot (0,05 - 0,01) \cdot \frac{0,05}{2} = 0,336 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Статический момент сварного шва относительно оси X:

$$S_x = -0,005 \cdot (0,05 - 0,01) \cdot \frac{0,005}{2} + 0,005 \cdot (0,1 - 0,01) \cdot \frac{0,1}{2} + (0,05 - 0,01) \cdot 0,005 \cdot (0,1 + \frac{0,005}{2}) = 0,425 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Площадь шва:

$$A_w = (0,1 + 2 \cdot 0,05 - 0,03) \cdot 0,005 = 0,00085 \text{ м}^2$$

Положение центра тяжести:

$$x_0 = \frac{S_y}{A_w} = \frac{0,336 \cdot 10^{-4}}{8,5 \cdot 10^{-4}} = 0,0396 \text{ м} ,$$

$$y_0 = \frac{S_x}{A_w} = \frac{0,425 \cdot 10^{-4}}{8,5 \cdot 10^{-4}} = 0,05 \text{ м}$$

Момент инерции сварного шва относительно оси X:

$$I_x = \frac{2 \cdot (0,05 - 0,01) \cdot 0,005^3}{12} + (0,05 - 0,01) \cdot 0,005 \cdot (0,05 + \frac{0,005}{2})^2 + (0,05 - 0,01) \cdot 0,005 \cdot (0,1 - 0,05 + \frac{0,005}{2})^2 + \frac{0,005 \cdot (0,1 - 0,01)^3}{12} + 0,005 \cdot (0,1 - 0,01) \cdot (\frac{0,1}{2} - 0,05)^2 = 1,41 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

Момент инерции сварного шва относительно оси Y:

$$I_y = \frac{(0,1 - 0,01) \cdot 0,005^3}{12} + (0,1 - 0,01) \cdot 0,005 \cdot (0,05 - 0,0396 + \frac{0,005}{2})^2 + 2 \cdot 0,005 \cdot \frac{(0,05 - 0,01)^3}{12} + 2 \cdot 0,005 \cdot (0,05 - 0,01) \cdot (\frac{0,05}{2} - 0,0396)^2 = 2,14 \cdot 10^{-7} \text{ м}^4$$

Проверка прочности сварного соединения по длинной стороне при крутящем моменте в соответствии с п. 14.1.18 СП 16.13330:

$$\tau_{\text{torq}} = \frac{M_{\text{torq}} \cdot \sqrt{x^2 + y^2}}{(I_x + I_y)} \leq \gamma_c \cdot \beta_z \cdot R_{\text{wz}},$$

Крутящий момент:

$$M_{\text{torc}} = N_z \cdot (x_0 + e) = 10,86 \cdot (0,0454 + (0,075 - 0,06)) = 0,656 \text{ кНм}$$

для точки 1:

$$\tau_{\text{torq}} = \frac{0,656 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{(0,06 - 0,0454 - 0,005)^2 + (0,1 - 0,05 - 0,005)^2}}{(1,68 \cdot 10^{-6} + 0,355 \cdot 10^{-6})} = 14,8 \text{ МПа} < 126 =$$

$$= 0,9 \cdot 0,7 \cdot 200 = \gamma_c \cdot \beta_z \cdot R_{\text{wz}}$$

для точки 2:

$$\tau_{\text{torq}} = \frac{0,656 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{(0,0454 - 0,005)^2 + (0,1 - 0,05 - 0,005)^2}}{(1,68 \cdot 10^{-6} + 0,355 \cdot 10^{-6})} = 15,8 \text{ МПа} < 126 =$$

$$= 0,9 \cdot 0,7 \cdot 200 = \gamma_c \cdot \beta_z \cdot R_{\text{wz}}$$

Таким образом, условие выполнено.

Далее выполняется проверка прочности при обобщенном критерии прочности в соответствии с п. 14.1.19 СП 16.13330 без учета усилия, отрывающего уголок от панели в горизонтальной плоскости (эквивалентное сдвигающее напряжение в плоскости панели) в соответствии с рисунком 4.12.

Прочность сварных швов соединения считается обеспеченной, если выполняются условия прочности по двум критериям в двух сварных швах. Если

данные условия не выполняются, увеличивают длину сварных швов, либо катет шва.

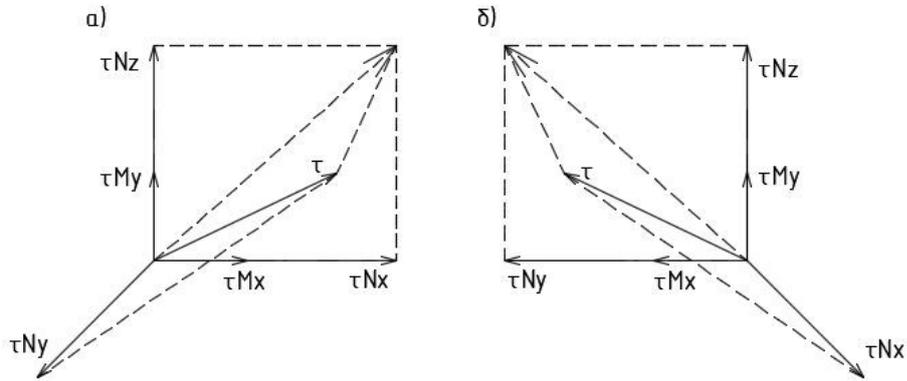


Рисунок 4.12 – Схема суммирования напряжений в сварных швах при сложном НДС: а – сварной шов на длинной стороне уголка; б – сварной шов на короткой стороне уголка

Сдвигающее усилие в горизонтальной плоскости, вдоль панели:

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A_w} = \frac{0,0018}{0,00095} = 1,89 \text{ МПа}$$

Сдвигающее усилие в вертикальной плоскости:

$$\tau_z = \frac{N_z}{A_w} = \frac{0,0109}{0,00095} = 11,74 \text{ МПа}$$

Нормальные напряжения от горизонтального отрыва:

Момент, возникающий вокруг вертикальной оси, вследствие эксцентриситета приложения горизонтального растягивающего усилия N_x относительно центра тяжести сварного шва.

$$M_{zx} = N_x \cdot (0,050 - 0,05 + 0,0454) = 1,77 \cdot 0,0454 = 0,08 \text{ кНм}$$

Момент, возникающий вокруг вертикальной оси, вследствие эксцентриситета приложения горизонтального сжимающего усилия N_y относительно центра тяжести сварного шва.

$$M_{zy} = N_y \cdot (0,075 - 0,05 + 0,0454) = 0,165 \cdot 0,0704 = 0,012 \text{ кНм}$$

$$\sigma_{Mzx} = \frac{M_{zx} \cdot x_0}{I_y} = \frac{0,00008 \cdot 0,0454}{0,355 \cdot 10^{-6}} = 10,23 \text{ МПа}, \quad \sigma_{Mzy} = \frac{M_{zy} \cdot x_0}{I_y} = \frac{0,000012 \cdot 0,0454}{0,355 \cdot 10^{-6}} = 1,53 \text{ МПа}$$

Обобщенный критерий прочности сварного шва:

$$\tau_{eq} = \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{Mzx} + \sigma_{Mzy})^2 + (\tau_z)^2}$$

$$\tau_{eq} = \sqrt{(1,89 + 10,23 + 1,53)^2 + (11,74)^2} = 18,0 \text{ МПа} < 126 \text{ МПа} = 0,9 \cdot 0,7 \cdot 200 = \gamma_c \cdot \beta_f \cdot R_{wf}$$

- Условие прочности выполнено.

Также выполнена проверка прочности сварного соединения по короткой стороне – условие прочности выполнено.

С учетом выполненных проверок, подобраны оптимальные конструктивные параметры элементов сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками для зданий, воспринимающих горизонтальные нагрузки величиной, соответствующей I, III, V ветровым районам:

- анкерных стержней закладных деталей;
- марки бетона стеновых панелей;
- толщины закладных деталей и гнутых уголков;
- размеров гнутых уголков с учетом необходимой длины сварных соединений.

Толщина закладных деталей и соединительного элемента 8 мм для обеспечения равномерного прогрева металла при выполнении сварных соединений, а также с учетом экспериментальных данных.

Марка стали закладных деталей и гнутых уголков С285.

Оптимальные конструктивные параметры гнутых уголков с учетом деформационных характеристик подобраны с использованием разработанной методики расчета податливости, автоматизированной в программе «New displacement».

Конструктивные и деформационные параметры элементов сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками для I и III ветровых районов приведены в таблице 4.8, для V ветрового района – в таблице 4.9.

Таблица 4.8 – Конструктивные и деформационные параметры сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками для I и III ветровых районов

Размеры гнутого уголка, мм (толщина 8 мм, сталь марки С285)	Марка бетона	Анкерные стержни ЗД			Нагрузки, кН		Податливость, мм/Н	
		n_{an1} шт	n_{an2} шт	d_{an} мм	N_z	N_y	λ_z	λ_y
I ветровой район								
100x80 мм, h=100 мм	B25	2	4	12	70	15	0,00002245	0,00000301
	B25	2	4	12	30	3	0,00001079	0,00000301
	B25	2	4	14	70	15	0,00001490	0,00000241
	B25	2	4	14	30	3	0,00000731	0,00000241
120x100 мм, h=100 мм	B30	2	4	12	70	15	0,00001937	0,00000278
	B30	2	4	12	30	3	0,00000916	0,00000278
	B30	2	4	14	70	15	0,00001292	0,00000224
	B30	2	4	14	30	3	0,00000643	0,00000224
130x110 мм, h=150 мм	B30	2	4	12	70	15	0,00001927	0,00000275
	B30	2	4	12	30	3	0,00000906	0,00000275
	B30	2	4	14	70	15	0,00001281	0,00000220
	B30	2	4	14	30	3	0,00000633	0,00000220
III ветровой район								
100x80 мм, h=100 мм	B20	4	6	12	70	15	0,00000867	0,00000187
	B20	4	6	12	30	3	0,00000449	0,00000187
	B20	4	6	14	70	15	0,00000597	0,00000187
	B20	4	6	14	30	3	0,00000331	0,00000151
100x80 мм, h=100 мм	B25	4	6	10	70	15	0,00001184	0,00000223
	B25	4	6	10	30	3	0,00000583	0,00000223
	B25	4	6	12	70	15	0,00000747	0,00000173
	B25	4	6	12	30	3	0,00000395	0,00000173
120x100 мм, h=100 мм	B30	4	6	10	70	15	0,00001027	0,00000207
	B30	4	6	10	30	3	0,00000514	0,00000207
	B30	4	6	12	70	15	0,00000653	0,00000160
	B30	4	6	12	30	3	0,00000351	0,00000160

Таблица 4.9 – Конструктивные и деформационные параметры сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми уголками для V ветрового района

Размеры гнутого уголка, мм (толщина 8 мм, сталь марки С285)	Марка бетона	Анкерные стержни ЗД			Нагрузки, кН		Податливость, мм/Н	
		n_{an1} шт	n_{an2} шт	d_{an} мм	N_z	N_y	λ_z	λ_y
V ветровой район								
100x80 мм, h=100 мм	B25	4	6	14	70	15	0,00000518	0,00000139
	B25	4	6	14	30	3	0,00000293	0,00000139
120x100 мм, h=100 мм	B30	4	6	14	70	15	0,00000456	0,00000130
	B30	4	6	14	30	3	0,00000263	0,00000130
130x110 мм, h=150 мм	B30	4	6	10	70	15	0,00001017	0,00000203
	B30	4	6	10	30	3	0,00000503	0,00000203
	B30	4	6	12	70	15	0,00000642	0,00000156
	B30	4	6	12	30	3	0,00000341	0,00000156
	B30	4	6	14	70	15	0,00000445	0,00000126
	B30	4	6	14	30	3	0,00000253	0,00000126

На основании выполненного анализа данных научной и технической литературы сделан вывод о том, что использование гнутых уголков, изготовленных из металлической пластины при помощи листогибов в условиях строительной площадки, должно быть запрещено в крупнопанельных зданиях любой этажности и для всех ветровых районов. Допускается применение только заводских уголков, которые соответствуют действующим стандартам и требованиям.

При монтаже рассмотренных вертикальных стыков, должен выполняться строгий контроль качества сварных соединений, поскольку технологические нарушения при сварке могут привести к образованию трещин и снижению прочности сварных швов. В условиях значительных ветровых нагрузок, характерных для зданий повышенной этажности, сварные соединения с гнутыми уголками могут оказаться недостаточно прочными и устойчивыми, это может привести к возникновению предельных деформаций в сварных швах.

4.10 Выводы по главе 4

•Выполненный анализ показал, что величина ветрового воздействия существенно влияет на показатели сдвигающих усилий в связях вертикальных стыков здания. А именно, с увеличением значения ветровой нагрузки возрастает усилие сдвига N_z . В среднем, значение сдвигающего усилия N_z для здания, расположенного в V ветровом районе превышает сдвигающее усилие N_z для здания, расположенного в III ветровом районе в 1,4 раз. Значение сдвигающего усилия N_z для здания, расположенного в III ветровом районе превышает сдвигающее усилие N_z для здания, расположенного в I ветровом районе в 1,3 раз.

•Максимальное горизонтальное усилие растяжения в связи вертикального стыка возникает при значении ветровой нагрузки, соответствующей V ветровому району и составляет 0,490 т. Значения горизонтальных усилий растяжения в связях вертикальных стыков увеличиваются с увеличением ветровой нагрузки. Поскольку, максимальное усилие сдвига выше значения максимального горизонтального усилия в связях вертикальных стыков 25-этажного крупнопанельного здания в 9,71 раз, сделан вывод о том, что вертикальное усилие сдвига в большей степени влияет на прочность соединения, по сравнению с усилием растяжения.

•Получено, что в крупнопанельных зданиях, воспринимающих горизонтальные нагрузки, соответствующие I, III, V ветровым районам, при одинаковых перемещениях по Z, перемещения по X, Y увеличиваются с увеличением ветрового района. Перемещение по X при ветровой нагрузке, соответствующей V ветровому району, превышает перемещение по X при ветровой нагрузке, соответствующей III ветровому району в 1,59 раз. Перемещение по X при ветровой нагрузке, соответствующей III ветровому району, превышает перемещение по X при ветровой нагрузке, соответствующей I ветровому району в 1,64 раз. Перемещение по Y при ветровой нагрузке, соответствующей V ветровому

району, превышает перемещение по Y при ветровой нагрузке, соответствующей III ветровому району в 1,26 раз. Перемещение по Y при ветровой нагрузке, соответствующей III ветровому району, превышает перемещение по Y при ветровой нагрузке, соответствующей I ветровому району в 1,21 раз.

- Сравнительный анализ усилий сдвига в связях сварных вертикальных стыках на закладных деталях с гнутыми и с прокатными уголками, показал превышение усилий в стыках с прокатными уголками по сравнению с гнутыми. Разница в максимальных значениях стыков с прокатными и с гнутыми уголками составила 15,12% для Стыка №1 и 12,7% для Стыка №2.

- Проверка прочности сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков показала, что значения максимальных усилий сдвига и растяжения, возникающих в связях вертикальных стыков при ветровой нагрузке, соответствующей V ветровому району, не превышает экспериментально полученных значений несущей способности стыка.

- Величина нормальных усилий в столбе панелей здания увеличивается при увеличении ветровой нагрузки на здание. Максимальное значение нормального усилия в столбе 1 для здания, расположенного в I ветровом районе, составило 6,9 т, для здания, расположенного в III ветровом районе – 7,3 т, для здания, расположенного в V ветровом районе – 7,7 т.

- Максимальное значение изгибающего момента M в столбе с 3 по 25 этаж для здания, расположенного в I ветровом районе, составило 8,06 тм, для здания, расположенного в III ветровом районе – 8,74 тм, для здания, расположенного в V ветровом районе – 10,4 тм.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам экспериментальных и теоретических исследований, проведенных в соответствии с целью и задачами диссертации, можно сделать следующие основные выводы:

1. Существующие методики расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях представлены в общем виде и не учитывают конструктивное решение стыка.

2. Разработана методика и проведены экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния сварных вертикальных стыков крупнопанельных зданий на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков при горизонтальном растягивающем и вертикальном сдвигающем воздействии.

3. Экспериментально установлено различие в характере деформирования сварных вертикальных стыков на закладных деталях с гнутыми и прокатными уголками, а также что несущая способность стыков с гнутыми уголками превышает несущую способности стыков с прокатными уголками при вертикальном сдвиге. Выявлено, что гнутые уголки при сдвигающей нагрузке сохраняют целостность соединения и остаются в пластично-деформированном состоянии, предотвращая разрушение сварных швов. Соединения с прокатными уголками разрушаются при значениях сдвигающей нагрузки, в среднем на 6% ниже, чем с гнутыми уголками.

4. Экспериментально получены графики зависимости «нагрузка-перемещение» для стыков с гнутыми и прокатными уголками, которые позволяют определить податливость стыка.

5. Разработана методика расчета податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков как наиболее востребованного вида вертикальных стыков. Эта методика была реализована в компьютерной программе «New displacement».

6. Сравнительный анализ показал, что при растяжении, расчетная податливость стыков с гнутыми уголками превышает податливость стыков с

прокатными уголками в 3,02 раза. При сдвиге расчетная податливость стыков с гнутыми уголками выше податливости стыков с прокатными уголками в 1,49 раз.

7. При исследовании напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и стыков крупнопанельного здания повышенной этажности установлены зависимости между усилиями в сварных вертикальных стыках на закладных деталях с гнутыми уголками и величиной ветрового воздействия. В среднем, значение сдвигающего усилия N_z для здания, расположенного в V-м ветровом районе превышает сдвигающее усилие N_z для здания, расположенного в III-м ветровом районе в 1,4 раза. Значение сдвигающего усилия N_z для здания, расположенного в III-м ветровом районе превышает сдвигающее усилие N_z для здания, расположенного в I-м ветровом районе в 1,3 раза.

8. Результаты проверки прочности сварных вертикальных стыков крупнопанельного здания повышенной этажности на закладных деталях с гнутыми уголками показали, что максимальные сдвигающие и растягивающие усилия, возникающие при ветровой нагрузке в V-м ветровом районе, не превышают полученные значения несущей способности стыка.

9. Разработаны рекомендации по области применения стыков на закладных деталях с гнутыми уголками для крупнопанельных зданий различной этажности с обоснованием конструктивных параметров стыка: размеров и формы поперечного сечения, марки стали, требований к изготовлению соединительных уголков и выполнению сварных швов.

Рекомендации и перспективы дальнейшего развития темы

Дальнейшее развитие темы может заключаться в исследовании возможности применения сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых уголков в зданиях выше 25 этажей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Андреев, О.О. Учет податливости соединений в методе конечных элементов / О.О. Андреев // Численные методы и алгоритмы. Труды ЦНИИСК, вып. 46. – М. : ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1975. – С. 54-62.
2. Ашкинадзе, Г.Н. Железобетонные стены сейсмостойких зданий: исследования и основы проектирования / Г.Н. Ашкинадзе, М.Е. Соколов, Л.Д. Мартынова; под ред. Г.Н. Ашкинадзе, М.Е. Соколова. – М. : Стройиздат, 1988. – 504 с.
3. Блаш, Б. Сопротивление сдвигу вертикальных стыков стеновых панелей (Франция) / Б. Блаш // Сборные многоэтажные здания. Труды III международного симпозиума S-41 МСС и Объединенного комитета по высотным зданиям. – М. : ЦНИИЭПжилища, 1977. – № 43. – С. 157-160.
4. Блажко, В.П. Тенденции в развитии конструктивных систем крупнопанельного домостроения / В.П. Блажко // Жилищное строительство. – 2012. – № 4. – С. 43-46.
5. Блажко, В.П. Замок для соединения конструктивных элементов панельного здания / В.П. Блажко // Жилищное строительство. – 2014. – № 1-2. – С. 3-6.
6. Блажко, В.П. Об определении податливости связей при формировании расчетных моделей панельных зданий / В.П. Блажко // Жилищное строительство. – 2017. – № 3. – С. 17-21.
7. Блюгер, Ф.Г. Расчет стыковых соединений стеновых панелей на сдвиг от неодинакового нагружения стен и от ветровой нагрузки / Ф.Г. Блюгер // Сборник: Прочность крупнопанельных конструкций. – М. : Стройиздат, 1968. – С. 287-296.
8. ВСН 32-77 Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. – М. : Стройиздат, 1978. – 177 с.
9. Васильев, А.П. Работа закладных деталей при совместном воздействии сдвигающих и нормальных сил / А.П. Васильев, Н.И. Катин, Б.А. Шитиков // Промышленное строительство. – 1971. – № 7. – С. 19-22.
10. Васильков, Б.С. Расчет сборных конструкций зданий с учетом податливости соединений / Б.С. Васильков, Н.М. Володин. – М. : Стройиздат, 1985. – 144 с.

11. Вахненко, П.Ф. Расчёт и конструирование частей жилых и общественных зданий. Справочник проектировщика / П.Ф. Вахненко, В.Г. Хилобок, Н.Т. Андрейко, М.Л. Яровой; под ред. П. Ф. Вахненко. – К. : Будівельник, 1987. – 424 с.
12. Великовский, Л.Б. Архитектура промышленных и гражданских зданий. Учебник для вузов. Том IV (5). Общественные здания / Л.Б. Великовский; под общ. ред. В.М. Предтеченского. – М. : Стройиздат, 1977. – 108 с.
13. Водопьянов, Р.Ю. Моделирование и расчет крупнопанельных зданий в ПК Лира-САПР 2017 / Р.Ю. Водопьянов // Жилищное строительство. – 2017. – № 3. – С. 42-48.
14. Володин, Н.М. Влияние податливости соединений на жесткость сборных диафрагм унифицированного каркаса / Н.М. Володин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1979. – № 1. – С. 52-56.
15. Володин, Н.М. Определение податливости на сдвиг соединений между сборными элементами каркасно-панельных зданий / Н.М. Володин, Г.В. Кащеев // Исследования конструкций крупнопанельных зданий. – М.: Стройиздат, 1981. – С. 71-80.
16. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М. : Стандартинформ, 2015. – 14 с.
17. ГОСТ 14098-91 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры. – М. : Изд-во стандартов, 1991. – 68 с.
18. ГОСТ 19772-93 Уголки стальные гнутые неравнополочные. Сортамент : введен в действие Постановлением Государственного комитета Российской Федерации по стандартизации, метрологии и сертификации от 19 июня 1996 г. № 381 : введен взамен ГОСТ 19772-74. – Минск., 1997 – С. 175-178.
19. Горачек, Е. Прочность и жесткость стыковых соединений крупнопанельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР / Е. Горачек, В.И. Лишак, Д. Пуме, И.И. Драгилов и др. – М. : Стройиздат, 1980. – 191 с.
20. Грановский, А.В. Экспериментальные исследования прочности при сдвиге и растяжении вертикальных стыков панелей с исследованием связей из стальных

замков VT-Spnsnschloss / А.В. Грановский, А.И. Доттуев, В.П. Блажко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – № 1. – С. 17-20.

21. Давлетбаева, Д.А. Совершенствование методов расчета вертикальных стыков на закладных деталях с учетом податливости сварных швов / Д.А. Давлетбаева // Безопасность строительного фонда России проблемы и решения: материалы Международных академических чтений. – Курск: Курский государственный университет. – 15 ноября 2019 г. – С. 54-60.

22. Давлетбаева, Д.А. Оценка эффективности современных рекомендаций по расчету прочности контактных стыков панельных зданий / Д.А. Давлетбаева, А.Н. Малахова // БСТ. – 2018. – №4 (1004). – С. 37-39.

23. Давлетбаева, Д.А. Обследование технического состояния пятиэтажного панельного здания / Д.А. Давлетбаева // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: XXI научно-методическая конференция ВИТУ, посвященная 90-летию со дня рождения профессора В.Т. Гроздова. – Санкт-Петербург: Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования "Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого". – 16 марта 2017 г. – С. 54-58.

24. Давлетбаева, Д.А. Усовершенствование технологии производства крупнопанельных зданий / Д.А. Давлетбаева // Технология и организация строительного производства. – 2018. – № 3. – С. 35-38.

25. Давлетбаева, Д.А. Виды и характеристика стыков элементов строительных конструкций панельных зданий [Электронный ресурс] / Д.А. Давлетбаева // Строительство - формирование среды жизнедеятельности: сборник трудов XX Международной межвузовской научно-практической конференции студентов, магистрантов, аспирантов и молодых учёных. – М: НИУ МГСУ. – 26-28 апреля 2017 г. – С. 277-279. Режим доступа: <https://mgsu.ru/resources/izdatelskaya-deyatelnost/izdaniya/izdaniya-otkr-dostupa/2017/StFJD2017.pdf>.

26. Давлетбаева, Д.А. Исследование характера разрушения вертикальных стыков на закладных деталях в крупнопанельных зданиях / Д.А. Давлетбаева // Эффективные строительные конструкции: теория и практика: сборник статей XIX

Международной научно-технической конференции. – Пенза: Автономная некоммерческая научно-образовательная организация «Приволжский Дом знаний». – март 2019. – С. 44-48.

27. Данель, В.В. Параметры 3D-стержней, моделирующих стыки в конечноэлементных моделях / В.В. Данель // Жилищное строительство. – 2012. – № 5. – С. 22-27.

28. Данель, В.В. Решение проблемы вертикальных стыков наружных стеновых панелей / В.В. Данель // Жилищное строительство. – 2014. – № 3. – С. 44-45.

29. Данель, В.В. Жесткости стыков крупнопанельных зданий: анализ формул, рекомендации по их уточнению и использованию в конечноэлементных моделях / В.В. Данель, И.Н. Кузьменко // Актуальные проблемы исследований по теории сооружений. Сборник научных статей. Часть 2. – М. : ЦНИИСК им. Кучеренко, 2009. – С. 261-273.

30. Дербенцев, И.С. Несущая способность и деформативность шпоночных соединений с петлевыми гибкими связями в стыках крупнопанельных многоэтажных зданий: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Дербенцев Илья Сергеевич. – Челябинск, 2014. – 158 с.

31. Дербенцев, И.С. Натурные испытания вертикальных шпоночных стыков железобетонных стеновых панелей с петлевыми гибкими связями на сдвиг / И.С. Дербенцев, М.В. Тарасов, А.А. Карякин // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – № 3. – С. 13-22.

32. Дроздов, П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов / П.Ф. Дроздов. – М. : Стройиздат, 1977. – 223 с.

33. Дроздов, П.Ф. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов: учебное пособие для вузов / П.Ф. Дроздов, М.И. Додонов М.И, Л.П. Панышин, Р.Л. Саруханян; под ред. П.Ф. Дроздова. – М.: Стройиздат, 1986. – 351 с.

34. Дикман, Л.Г. Организация жилищно-гражданского строительства / Л.Г. Дикман. – М. : Стройиздат, 1985. – 495 с.

35. Доронин, И.Ю. Система герметизации стыков - «Теплый стык» / И.Ю. Доронин // Строительные материалы. – 2012. – №4. – С. 41-42.

36. Дыховичный, Ю.А. Конструирование и расчет жилых и общественных зданий повышенной этажности / Ю.А. Дыховичный. – М. : Стройиздат, 1970. – 247 с.
37. Дыховичный, Ю.А. Архитектурные конструкции. Книга II. Архитектурные конструкции многоэтажных зданий / Ю.А. Дыховичный, З.А. Казбек – Казиев, Р. И. Даумова и др. : Учебное пособие. 2-ое издание перераб. и доп. – М. : «Архитектура-С», 2012. – 248 с.
38. Жук, Ю.Н. Особенности проектирования крупнопанельных зданий с применением программных платформ для информационного моделирования (BIM) и программных комплексов расчета конструкций / Ю.Н. Жук, В.В. Курнавин, Ю.В. Панасенко // Жилищное строительство. – 2017. – №5. – С.20-25.
39. Жук, Ю.Н. Особенности проектирования зданий и сооружений с применением программных платформ для информационного моделирования (BIM) и программных комплексов расчета конструкций / В книге: XII Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием). Тезисы докладов. – 2017. – С. 74-75.
40. Зимин, С.С. Экспериментальные данные для моделирования стыковых соединений укрупненных конструкций [Электронный ресурс] / С.С. Зимин, Н.С. Алексеев, К.И. Ионов // Современные научные исследования и инновации. – 2015. – №12(56). – С. 367-374. – Режим доступа: <http://web.snauka.ru/issues/2015/12/61588>.
41. Зенин, С.А. Анализ существующих методов оценки податливости связей крупнопанельных зданий / С.А. Зенин, Р.Ш. Шарипов, О.В. Кудинов // Бетон и железобетон. – №3. – 2016. – С. 27-29.
42. Зенин, С.А. Проектирование жилых крупнопанельных домов с применением бессварных вертикальных и горизонтальных стыков на тросовых петлевых соединениях / С.А. Зенин // Жилищное строительство. – №7. – 2013. – С 14-15.
43. Кабанцев, О.В. Технология расчетного прогноза напряженно-деформированного состояния конструкций с учетом истории возведения, нагружения и деформирования / О.В. Кабанцев, В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.В. Перельмутер // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2011. – № 7. – С. 110-117.

44. Кабанцев, О.В. Расчет несущих конструкций зданий с учетом истории возведения и поэтапного изменения основных параметров расчетной модели / О.В. Кабанцев // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – № 7. – С. 33-35.
45. Кабанцев, О.В. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции / О.В. Кабанцев, А.Г. Тамразян // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – № 5. – С. 15-26.
46. Калашников, Г.Н. Сборно-монолитные дома для муниципального строительства / Г.Н. Калашников // Промышленное и гражданское строительство. – 2001. – № 5. – С. 20-21.
47. Колодяжный, С.А. Повышение безопасности зданий с высокотехнологичными сборными несущими конструкциями / С.А. Колодяжный, Л.В. Кузнецова // Научный вестник Воронежского Государственного Архитектурно-Строительного Университета. Серия: Высокие технологии. Экология. – 2014. – №1. – С. 63-68.
48. Кащеев, Г.В. Прочность и податливость усовершенствованных стыков сборных диафрагм жесткости / Г.В. Кащеев, П.И. Алексеев // Исследования конструкций крупнопанельных зданий. – М. : Стройиздат. – 1981. – С.64-71.
49. Колчунов, В. И. Прочность железобетонных платформенных стыков жилых зданий с перекрестно-стеновой системой из панельных элементов / В.И. Колчунов // Жилищное строительство. – 2009. – № 12. – С. 12-16.
50. Клевцов, В.А. Исследование закладных деталей узлов сопряжения сборных конструкций каркасов одноэтажных производственных зданий / В.А. Клевцов, И.М. Весник // Труды НИИЖБ. – М. : Стройиздат, 1977. – 207 с.
51. Кобзарь, К.В. Совершенствование метода расчета вертикальных элементов жесткости железобетонных каркасных зданий : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Кобзарь Константин Владимирович. – М., 2007. – 131 с.
52. Косицын, Б.А. Статический расчет крупнопанельных и каркасных зданий / Б.А. Косицын. – М. : Стройиздат, 1971. – 215 с.
53. Люблинский, В.А. Прочность и податливость вертикальных стыков панельных зданий при сдвиге и кручении / В.А. Люблинский, В.С. Стручков // Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции. – 2023. – № 6. – С. 41-49.

54. Люблинский, В.А. Экспериментальное исследование прочности и податливости вертикального сварного стыка / В.А. Люблинский, М.В. Томина // Системы. Методы. Технологии. – 2018. – № 3(39). – С. 154-158.
55. Лишак, В.И. Расчет бескаркасных зданий с применением ЭВМ / В.И. Лишак. – М. : Стройиздат, 1977. – 166 с.
56. Лишак, В.И. Жесткостные характеристики и напряженное состояние крупнопанельных зданий при неравномерных осадках основания / В.И. Лишак // В сб.: Вопросы проектирования и защиты зданий и сооружений на основаниях, деформируемых горными выработками / Центрогипромшахт, 1962. – С. 41-65.
57. Маклакова, Т.Г. Конструирование крупнопанельных зданий / Т.Г. Маклакова – М. : Стройиздат, 1975. – 159 с.
58. Малахова, А.Н. Определение податливости элементов вертикального стыка на закладных деталях крупнопанельных зданий [Электронный ресурс] / А.Н. Малахова, Д.А. Маринина // «Актуальные проблемы строительной отрасли и образования». Сборник докладов Первой Национальной конференции. – М. : НИУ МГСУ. – 30 сентября 2020 г. – С. 123-127. – Режим доступа: https://mgsu.ru/resources/izdatelskaya-deyatelnost/izdaniya/izdaniya-otkr_dostupa/2020/Sbornik_NK_2020_mal.pdf.
59. Малахова, А.Н. Податливость вертикальных стыков крупнопанельных зданий на закладных деталях / А.Н. Малахова, Д.А. Маринина // Строительство и реконструкция. – 2019. – № 6 (86). – С. 10-16.
60. Малахова, А. Н. Экспериментальные исследования вертикального стыка стен крупнопанельных зданий на закладных деталях / А.Н. Малахова, Д.А. Давлетбаева // «Лолейтовские чтения-150». Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям: Сборник докладов Международной научно-практической конференции, посвященной 150-летию со дня рождения профессора, автора методики расчета железобетонных конструкций по стадии разрушения, основоположника советской научной школы теории железобетона, основателя и первого заведующего кафедрой железобетонных

- конструкций Московского инженерно-строительного института (МИСИ) А.Ф. Лолейта. – Под редакцией А.Г. Тамразяна. – М. : НИУ МГСУ. – 2018. – С. 233-237.
61. Малахова, А. Н. Аварийные разрушения панельного жилого дома типовой серии 1-115 / А. Н. Малахова, А.С. Балакшин // Вестник МГСУ. – 2014. – № 11. – С. 109-117.
62. Маринина, Д.А. Несущая способность и деформативность сварных вертикальных стыков крупнопанельных зданий на закладных деталях / Д.А. Маринина // Строительство и реконструкция. – 2023. – № 1. – С. 28-42. – Режим доступа : <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2023-105-1-28-42>.
63. Мамин А.Н. Расчет железобетонных конструкций многоэтажных зданий с учетом нелинейности и изменяющейся податливости на основе многоуровневой дискретизации несущих систем: дис. ... д.т.н. : 05.23.01 / А.Н. Мамин. – М., 2005. – 437 с.
64. Михайлов, К.В. Сборный железобетон: История и перспективы / К.В. Михайлов, Ю.С. Волков // Бетон и железобетон. – 2007. – С.14-15.
65. Митасов, В.М. Экспериментальные исследования новой конструкции стыка стеновых панелей с перекрытием в крупнопанельных зданиях / В.М. Митасов, Н.Н. Пантелеев // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2014. – № 12 (672). – С. 5-12.
66. Морозов, А.П. Общественные здания и пространственные конструкции / А.П. Морозов. М. : Стройиздат, 1972. – 241 с.
67. Николаев, С.В. Крупнопанельное домостроение-общие вопросы / С.В. Николаев // Жилищное строительство. – 2012. – № 4. – С. 4-24.
68. Николаев, С.В. Панельные и каркасные здания нового поколения / С.В. Николаев // Жилищное строительство. – 2013. – № 8. – С. 2-13.
69. Николаев, Г.А. Сварные конструкции : учеб. пособие для машиностроит. вузов и фак. / Г.А. Николаев. – М. : Машгиз, 1962. – 552 с.
70. Острцов, В.М. Гибкая система панельного домостроения / В.М. Острцов // Жилищное строительство. – 2011. – № 3. – С. 8-54.

71. Обозов, В.И. К расчету на ЭВМ железобетонных диафрагм с проемами. / В.И. Обозов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1971. – № 6. – С. 7-9.
72. Плевков, В.С. Расчет прочности и трещиностойкости железобетонных элементов при совместном действии продольных сил, изгибающих и крутящих моментов / В.С. Плевков, И.В. Балдин, С.В. Балдин, Р.А. Плевков // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2018. – № 3. – С. 133-146.
73. Пособие по расчету крупнопанельных зданий. Выпуск 1. Характеристики жесткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий. – М. : Стройиздат, 1974. – 41 с.
74. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М. : Стройиздат, 1989. – 304 с.
75. Паньшин Л.Л. Расчет многоэтажных зданий как пространственной системы с учетом нелинейной деформации связей / Л.Л. Паньшин // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. – М., Стройиздат. – 1971.
76. Петри, Суур-Аскола. Технологически усовершенствованный продукт от компании Reikko-тросовая петля PVL / Суур-Аскола. Петри // Жилищное строительство. – 2013. – №3. – С. 21-23.
77. Перельмутер, А.В. Учет изменения жесткостей элементов в процессе монтажа и эксплуатации / А.В. Перельмутер, О.В. Кабанцев // Инженерно-строительный журнал. – №1. – 2015. – С. 6-14.
78. Пивоварова, О.В. Испытание фрагмента сборно-монолитного перекрытия с новым шпоночным стыком / О.В. Пивоварова, А.А. Варламов, В.С. Пивовар // Жилищное строительство. – 2012. – №5. – С. 16-18.
79. Поляков, С.В. К расчету многоэтажных симметричных диафрагм на кососимметричные нагрузки / С.В. Поляков // Строительная механика и расчет сооружений. – № 6. – 1965. – С. 4-7.
80. Поляков, С.В. К определению усилий в несущих элементах зданий при действии горизонтальных нагрузок / С.В. Поляков // Строительная механика и расчет сооружений. – №2. – 1962. – С. 12-14.

81. Рекомендации по применению программы Стык для расчета прочности и податливости стыков крупнопанельных зданий. – М. : ЦНИИЭП жилища, 1987. – 75 с.
82. Расчет вертикальных упругих диафрагм на горизонтальные нагрузки (определение усилий и перемещений) : Пособие по расчету крупнопанельных зданий. Вып. 5. – М. : Стройиздат, 1982. – 74 с.
83. Ржаницын, А.Р. Составные стержни и пластинки.– М.: Стройиздат,1986.–316 с.
84. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций. – М. : Стройиздат, 1984. – 87 с.
85. Руководство по проектированию жилых и общественных зданий с панельными и каркасно-панельными конструкциями. – М. : Гос. изд-во лит. по строительству и архитектуре, 1955. – 144 с.
86. Рекомендации по применению программы ПУСК-2 для расчета стен с учетом стадийности возведения, ползучести и усадки бетона. – М. : ЦНИИЭП жилища, 1979. – 55 с.
87. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. – М.: Стандартинформ, 2012. – 96 с.
88. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М. : ФАУ «ФЦС», 2012. – 155 с.
89. СП 335.1325800.2017 Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования. – М. : Стандартформ, 2017. – 82 с.
90. СН 321-65 Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов. – М. : Стройиздат, 1966. – 160 с.
91. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М. : Стандартформ, 2017. – 150 с.
92. Семенцов, С.А. Исследования конструкций панельных зданий / С.А. Семенцов, В.А. Камейко // Сборник трудов. – М. : Стройиздат, 1981. – 96 с.
93. Соколов, Б.С. Автоматизированный программный комплекс для проектирования комбинированных стыков панелей крупнопанельных зданий / Б.С.

- Соколов, А.И. Седов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – № 2 (28). – С. 97-101.
94. Соколов Б.С. Прочность и податливость вертикальных стыков стеновых панелей с использованием гибких петель / Б.С. Соколов, Ю.В. Миронова // Жилищное строительство. – 2014. – №5. – С. 60-62.
95. Соколов, Б.С. Совершенствование методики расчета комбинированных стыков панелей зданий / Б.С. Соколов, Г.П. Никитин // Вестник ТГАСУ. – 2007. – №1. – С. 81-89.
96. Тарасов, М.В. Численное исследование работы замкового соединения стеновых панелей на растяжение до образования трещин / М.В. Тарасов, А.А. Карякин, И.С. Дербенцев // Строительные конструкции, здания и сооружения. – 2020. – №1. – С.14-23.
97. Терминологический словарь по бетону и железобетону. Terms and definitions dictionary of concrete and reinforced concrete : [ФГУП «НИЦ» Строительство» НИИЖБ им. Гвоздева]. – М. : НИИЖБ им. Гвоздева, 2007. – 151 с.
98. Тамразян, А.Г. Оценка весомости конструктивных параметров платформенного стыка панельных зданий на надежность соединения по методу линеаризации / А.Г. Тамразян, Н.В. Федорова, Д.С. Дехтерев // Технология текстильной промышленности. – 2018. – №1. – С. 155-161.
99. Тамразян, А.Г. Расчет параметров надежности стыковых соединений сборных железобетонных конструкций с использованием метода конечных элементов / А.Г. Тамразян, Д.С. Дехтерев, В.И. Черник // Инновации и инвестиции. – 2020. – №7. – С. 148-152.
100. Тур, В.В. Самонапряжение сборно-монолитных конструкций с монолитной частью из напрягающего бетона / В.В. Тур // Бетон и железобетон. – 2001. – №4. – С. 6-11.
101. Трекин, Н.Н. Оценка влияния податливости сборных дисков перекрытий на работу каркаса многоэтажных зданий / Н.Н. Трекин, А.В. Быбка, А.В. Ямалов // Научное обозрение. – 2017. – №13. – С. 23-26.

102. Трекин, Н.Н. Универсальные жилые здания из конструкций заводского изготовления / Н.Н. Трекин, Э.Н. Кодыш // Наука и безопасность. – 2015. – №2 (15). – С.95-99.
103. Федорова, Н.В. Конструктивная система быстровозводимого здания из индустриальных панельно-рамных элементов/Н.В. Федорова, С.Ю. Савин, В.И. Колчунов, В.С. и др. // Строительство и реконструкция. – 2023.– № 3. – С.70-81.
104. Чистяков, Е.А. Учет податливости стыковых соединений дискретного типа в расчетах конструктивных систем крупнопанельных зданий-Academia / Е.А. Чистяков, С.А. Зенин, Р.Ш. Шарипов, О.В. Кудинов // Архитектура и строительство. – 2017. – №2. – С.123-127.
105. Чиненков, Ю.В. Исследование трехслойных стеновых панелей с гибкими связями / Ю.В. Чиненков, Х.А. Акрамов // Бетон и железобетон. – 1987. – №5 (386). – С. 4-6.
106. Шапиро, Г.И. Расчет зданий и сооружений в МНИИТЭП / Г.И. Шапиро, А.А. Гасанов, Р.В. Юрьев //Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – № 6. – С. 31-33.
107. Шапиро, Г.И. Численное решение задачи устойчивости панельного здания против прогрессирующего разрушения // Г.И. Шапиро, А.А. Гасанов // International Journal for Computational Civil and Structural Engeneering. – 2016.–№2.– С. 158 – 166.
108. Шапиро, Г.И. Расчет прочности платформенных стыков панельных зданий / Г.И. Шапиро // Промышленное и гражданское строительство. – 2008.–№1.– С. 5557.
109. Шембаков, В.А. Технология сборно-монолитного домостроения в массовом строительстве России и стран СНГ / В.А. Шембаков // Жилищное строительство. – 2013. – №3. – С. 26-30.
110. Шишкин, А.А. Вертикальные стыки в наружных стенах панельных зданий / А.А. Шишкин, Р. Розников // Жилищное строительство. – 1961. – № 2. – С. 23-37.
111. Шорохов, Г.Т. Анализ работы стыков на закладных деталях при сдвиге панелей. / Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий; под ред. Полякова С.В. – М. : Стройиздат, 1967. – 125 с.

112. Ahilan, R. Experimental investigation of vertical connections in precast wall panel under shear load / R. Ahilan, S. Anandhi, V. Govindharajan // *Int. J. Sci. Technol. Eng.* – 2016. – V. 2. – № 12. – P. 217–222.
113. Biswal, A. Study of shear behavior of grouted vertical joints between precast concrete wall panels under direct shear loading / A. Biswal, A.M. Prasad, A.K. Sengupta // *Struct. Concr.* – 2019. – V. 20. – № 2. – P. 564–582.
114. Bjarne, Chr. Jensen. On the ultimate load of vertical, keyed shear joints in large panel buildings / Bjarne, Chr. Jensen // Technical University of Denmark. Department of Civil Engineering. – 1985. – 13 p.
115. Burachat Chatveera. Vertical shear strength of joints in prefabricated load bearing walls / Burachat Chatveera // *Natl. Res. Council. Thailand.* – 1996. – P. 11-36.
116. Bhatt, P. Influence of Vertical Joints on the Behaviour of Precast Shear Walls / P.Bhatt // *Building Science.* – V. 3 (8). – P. 221-224.
117. CEB-FIP Model Code 1990. Design Code. – 1993. – 462 c.
118. Dal Lago, B. Numerical and experimental analysis of an innovative lightweight precast concrete wall / B. Dal Lago, M. Muhaxheri, L. Ferrara // *Engineering Structures.* – 2017. – № 137. – P. 204-222.
119. El-Sheikh, M. Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete frames / M. El-Sheikh, R. Sause, S. Pessiki, L. Lu // *PCI J.* – 1999. – P. 54–71.
120. Guo, W. Seismic performance assessment of low-rise precast wall panel structure with bolt connections. / W. Guo, Z. Zhai, Y. Cui, Z. Yu, X. Wu // *Eng. Struct.* – 2019. – V. 181. – P.562–578.
121. Hanson, W. Mechanisms of shear failure / W. Hanson // *Mag. Of Concrete Research. USA.* – 1983. – № 123. – P. 99-106.
122. Hansen, K. Design of Vertical Keyed Shear Joints in Large Panel Buildings. / K. Hansen, M. Kavyrchine, G. Melhorn, S. Olesen, D. Pume, H. Schwing // *Building Research and Practice.* – 2008. – 2(4). – P. 202-215.
123. He, J. Shaking table tests and seismic assessment of a full-scale precast concrete sandwich wall panel structure with bolt connections / J. He, Z. Xu, L. Zhang, Z. Lin, Z. Hu, Q. Li, Y. Dong // *Eng. Struct.* – 2023. – 278 p.

124. Joergensen, H.B. Tests and Limit Analysis of Loop Connections between Precast Concrete Elements Loaded in Tension / H.B. Joergensen, L.C. Hoang // *Engineering Structures*. – 2013. – № 52. – P. 558–569.
125. Jesper H.S. Full-scale tests of two-storey precast reinforced concrete shear walls: Investigation of strength and deformation capacity / Jesper Harrild Sorensen, Linh Cao Hoang, Peter Noe Poulsen // *Engineering Structures*. – 2024. – V. 315. – 15 p.
126. Kim, J. Effect of beam growth on reinforced concrete frames / J. Kim, J. Stanton, G. MacRae // *J. Struct. Eng.* – 2004. – V. 130. – P. 1333–1342.
127. Ling, J. An experimental study of welded bar sleeve wall panel connection under tensile, shear, and flexural loads / J. Ling, A.V. Abd. Rahman, I.S. Ibrahim, Z. Abdul Hamid // *Int. J. Concr. Struct. Mater.* – 2017. – V. 11. – P. 525–540.
128. Lu, X. An innovative joint connecting beam for precast concrete shear wall structures / X. Lu, L. Wang, D. Wang, H. Jiang // *Struct. Concr.* – 2016. – V. 17. – P. 972–986.
129. Liu, J. Research on Prefabricated Building Wall Technology Based on SAR Theory / J. Liu, Q. Li, P. Xiang, L. Zuo (eds) // *Novel Technology and Whole-Process Management in Prefabricated Building*. – Lecture Notes in Civil Engineering. – 2024. – V. 382. DOI: https://doi.org/10.1007/978-981-97-5108-2_10.
130. Luo, P. An experimental study of the mechanical behaviour of squat shear walls built with precast concrete two-way hollow slabs / P. Luo, J. Liu // *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*. – 2022. – V. 64 (2). – P. 56-66. DOI: <https://dx.doi.org/10.17159/2309-8775/2022/v64no2a5>.
131. Malakhova, A. The consideration of compliance of structural joints in calculation of large panel buildings / A. Malakhova, D. Davletbaeva // *E3S Web of Conferences*. – 2019. – V. 97. – № 04010. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704010>.
132. Malakhova, A.N. The consideration of compliance of structural joints in the numerical calculation of large-panel buildings / A. N. Malakhova, D. A. Davletbaeva // *Journal of Physics: Conference Series*. – 2019. – V. 1425 – № 012081. DOI: <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1425/1/012081>.

133. Miclăușoiu, D.A. Experimental and Numerical Analysis of Different Vertical Connections of Precast Shear Walls with Special Regard towards Deformability / D. A. Miclăușoiu, M. Nedelcu, T. Blanksvärd // *Structural Concrete*. – 2023. – 1 (25). – P. 85-110.
134. Malla, P. Numerical study on the behaviour of vertical bolted joints for precast concrete wall-based low-rise buildings / P. Malla, F. Xiong, G. Cai etc // *J. Build. Eng.* – 2021. – V. 33. - № 101529. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101529>.
135. Naserpour, A. Demountable shear wall with rocking boundary columns for precast concrete buildings in high seismic regions / A. Naserpour, M. Fathi, R.P. Dhakal // *In Proceedings of Structures; Elsevier: Amsterdam, The Netherlands*. – 2022. – P. 1454–1474.
136. Naserpour, A. Numerical study of a multiple post-tensioned rocking wall-frame system for seismic resilient precast concrete buildings / A. Naserpour, M. Fathi // *Earthq. Eng. Vib.* – 2022. – V. 21. – P. 377–393.
137. Plevkov, V. S. Static testing of new assemblies of wall panels series efficiency 97-2015 / V. S. Plevkov, I. V. Baldin, V. S. Kuz'min // *Вестник науки и образования Северо-Запада России*. – 2018. – V. 4. – № 3. – P. 33-49.
138. Solak, A. Experimental study on behavior of anchored external shear wall panel connections / A. Solak, Y.S. Tama, S. Yılmaz, H. Kaplan // *Bull. Earthq. Eng.* – 2015. – V. 13. – P. 3065–3081.
139. Shao-Dong Shen. Test and analysis of reinforced concrete (RC) precast shear wall assembled 0using steel shear key (SSK) / Shao-Dong Shen, Peng Pan, Qi-Song Miao, Wen-Feng Li, Run-Hua Gong // *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. – 2019. – V. 48. P.1595-1612.
140. Scott, J. Experimental testing of innovative panel-to-panel connections for precast concrete building cores / Scott J. Menegon, John L. Wilson, Nelson T.K. Lam, Emad F. Gad // *Engineering Structures*. – 2020. – V. 207. – № 110239.
141. Seifi, P. Panel connection details in existing New Zealand precast concrete buildings / P. Seifi, R.S. Henry, J. M. Ingham // *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. – 2016. – V. 49 (2). – P.190–199.

142. Shuvalov, A. Experimental studies of compliance of vertical joints used in construction of high-rise panel buildings / A. Shuvalov, I. Gorbunov, M. Kovalev, A. Faizova // MATEC Web of Conferences. – EDP Sciences. – 2018. – V. 196. – № 02049. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201819602049>.
143. Ramin, V. Evaluate Performance of Precast Concrete wall to wall Connection / V. Ramin, H. Farzad, T. Hafez, S.J. Mohd, A.A. Abang Abdullah // 2nd International Conference on Civil Engineering. – 2014. – V. 9. – P. 285-290.
144. Tasnimi, A.A. Strength and deformation of mid-rise shear walls under load reversal / A.A. Tasnimi // Eng Struct. – 2000. – V. 22. –P. 311-322.
145. Todut, C. Theoretical and experimental study on precast reinforced concrete wall panels subjected to shear force / C. Todut, D. Dan, V.T. Stoian // Engineering Structures. – 2014. – V. 80. – P. 323-338.
146. TKII EN 1992-1-1-2009 (02250). – 2010. – 312 pp.
147. Vella, J.P. Investigation of headed bar joints between precast concrete panels / J.P. Vella, R.L. Vollum, A. Jackson // Engineering Structures. – 2017. – V. 138. – P. 351-366.
148. Xinwei Miao. Comparative study on the seismic behaviour of assembled composite walls with vertical joint rigid connections and ductility connections / Xinwei Miao, Wei Huang, Wenli Quan, yongjiannan An, Jiarui Zhang // Structures. – 2023. – V. 51. – P. 1553-1563.
149. Xiao, Y. Simplified Analytical Methods for Prefabricated Concrete Wall Panel Building System with Alveolar-Type Joints. / Y. Xiao, X. Luo, M. Xing, Z. etc. // Buildings. – 2023. – 13(5). – № 1177. DOI:[10.3390/buildings13051177](https://doi.org/10.3390/buildings13051177).
150. Zhang, R. Experimental study on the performance of damaged precast shear wall structures after base isolation / R. Zhang, A. Li // Eng. Struct. – 2021. – V. 228 (2). – № 111553. – DOI:[10.1016/j.engstruct.2020.111553](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111553).

ПРИЛОЖЕНИЕ А. Результаты компьютерного моделирования напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и стыков крупнопанельного 25-этажного здания, воспринимающего горизонтальные нагрузки, соответствующие I, III, V ветровым районам

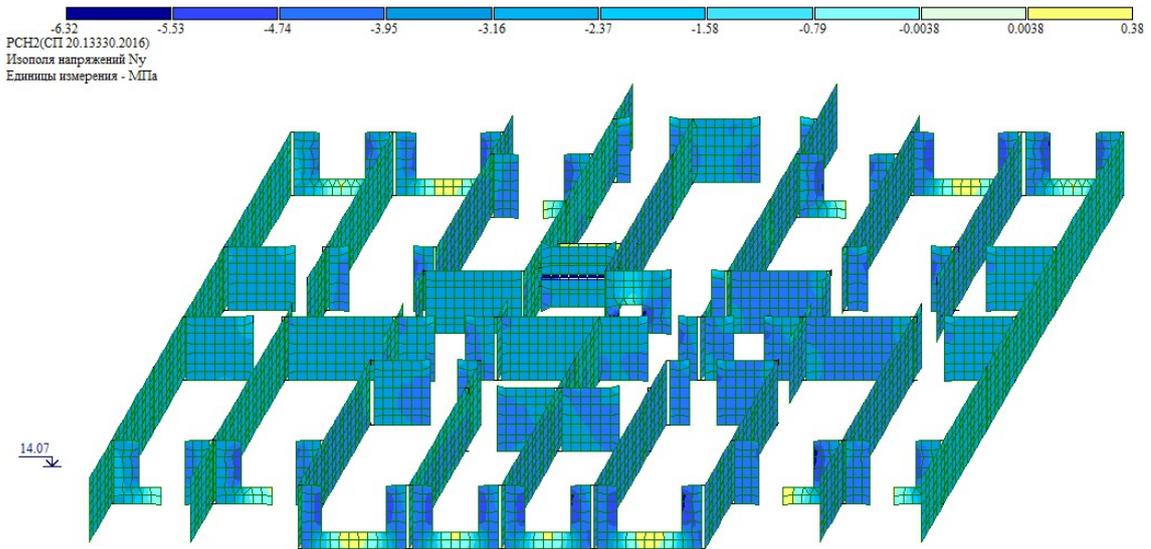


Рисунок А1 – Изополюс напряжений N_y в стенах 5 этажа. Ветровой район I.

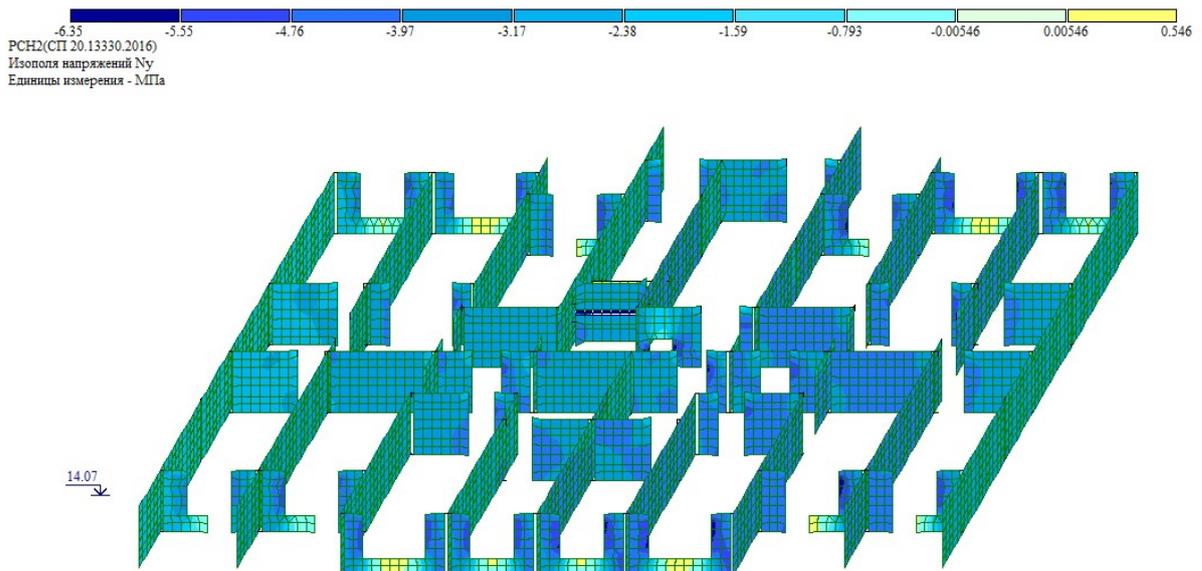


Рисунок А2 – Изополюс напряжений N_y в стенах 5 этажа. Ветровой район III.

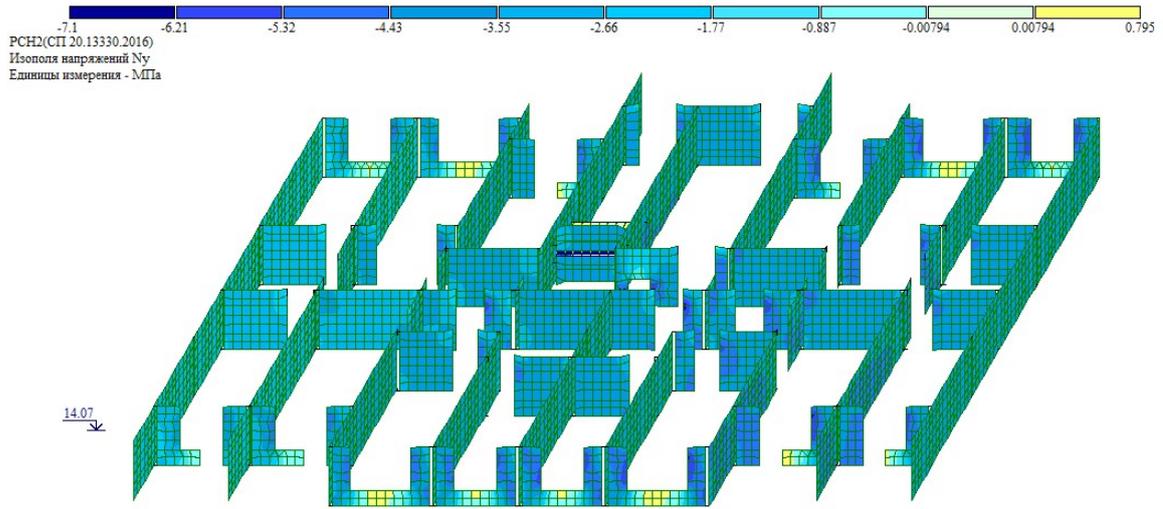


Рисунок А3 – Изополя напряжений N_y в стенах 5 этажа. Ветровой район V.

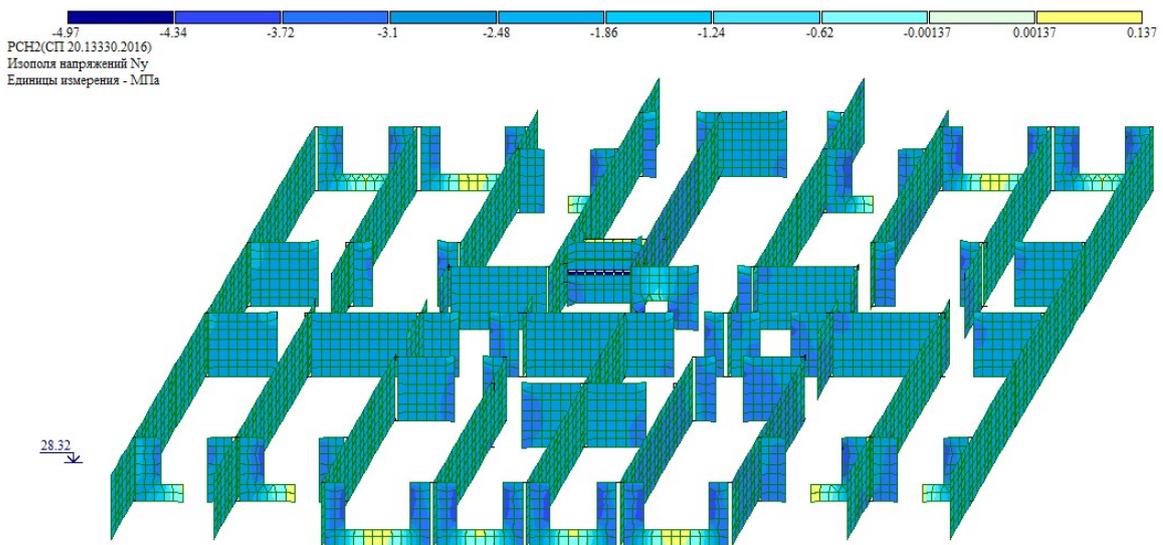


Рисунок А4 – Изополя напряжений N_y в стенах 10 этажа. Ветровой район I.

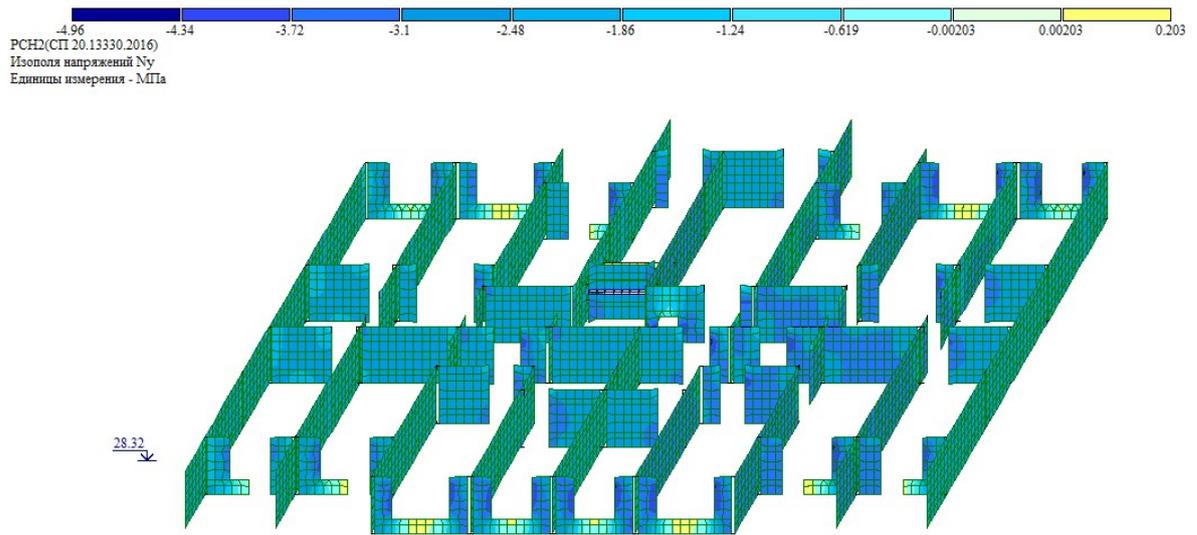


Рисунок А5 – Изополю напряжений N_y в стенах 10 этажа. Ветровой район III.

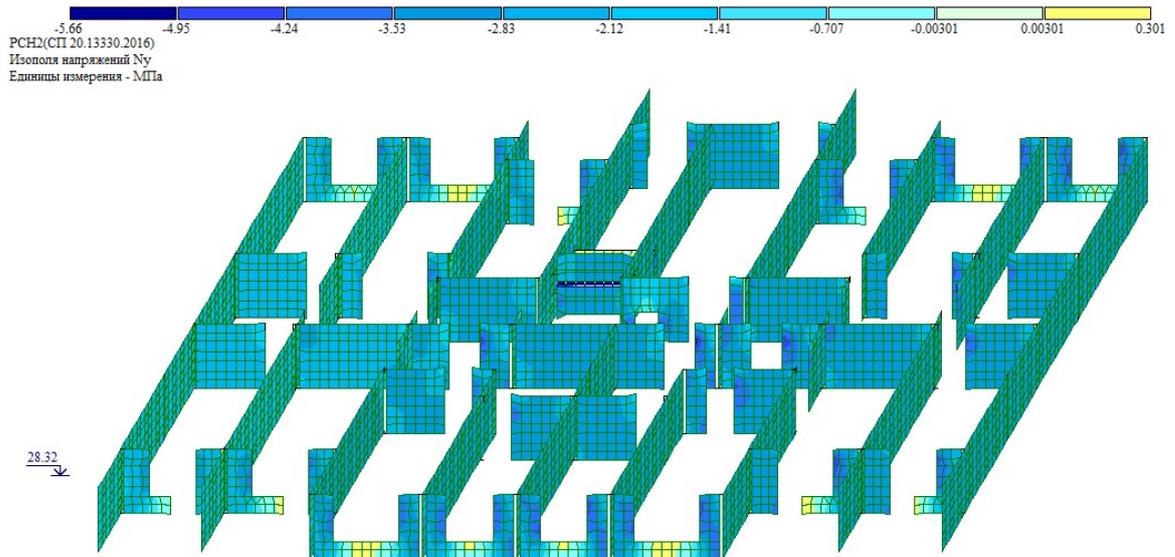


Рисунок А6 – Изополю напряжений N_y в стенах 10 этажа. Ветровой район V.

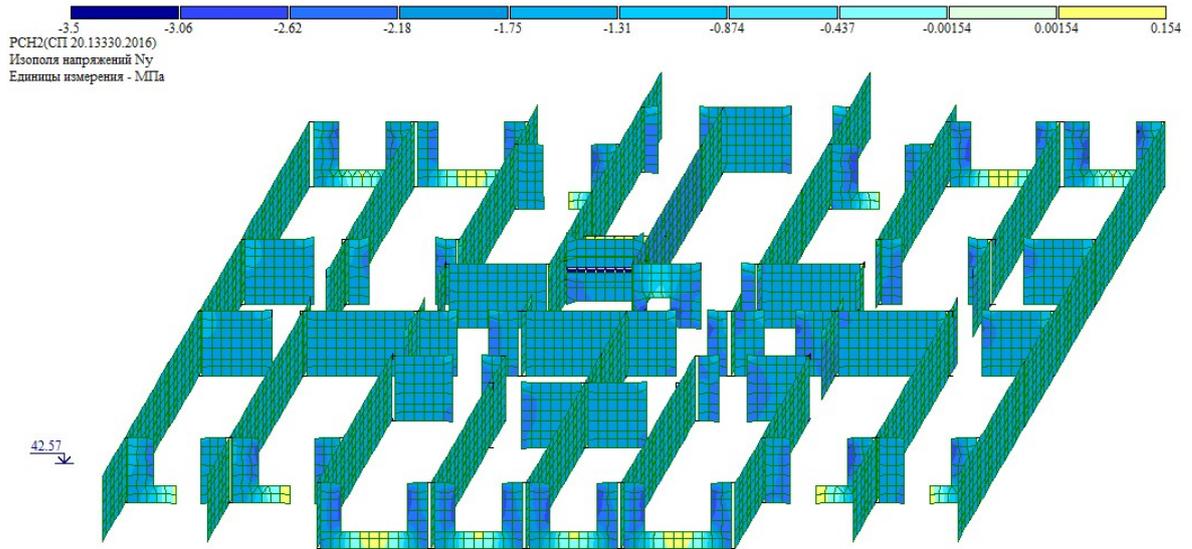


Рисунок А7 – Изополя напряжений N_y в стенах 15 этажа. Ветровой район I.

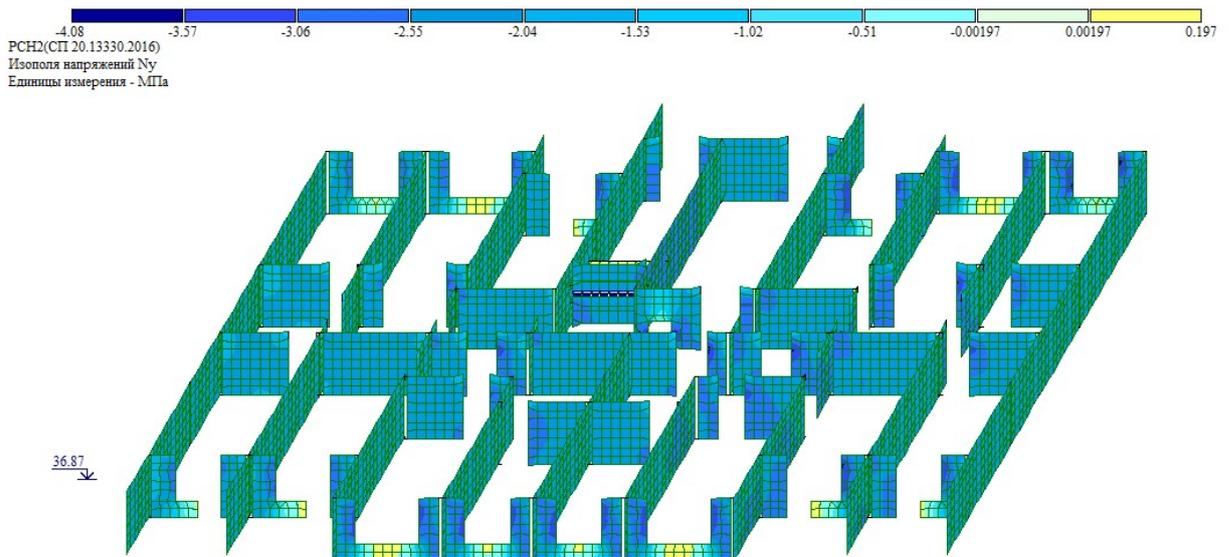


Рисунок А8 – Изополя напряжений N_y в стенах 15 этажа. Ветровой район III.

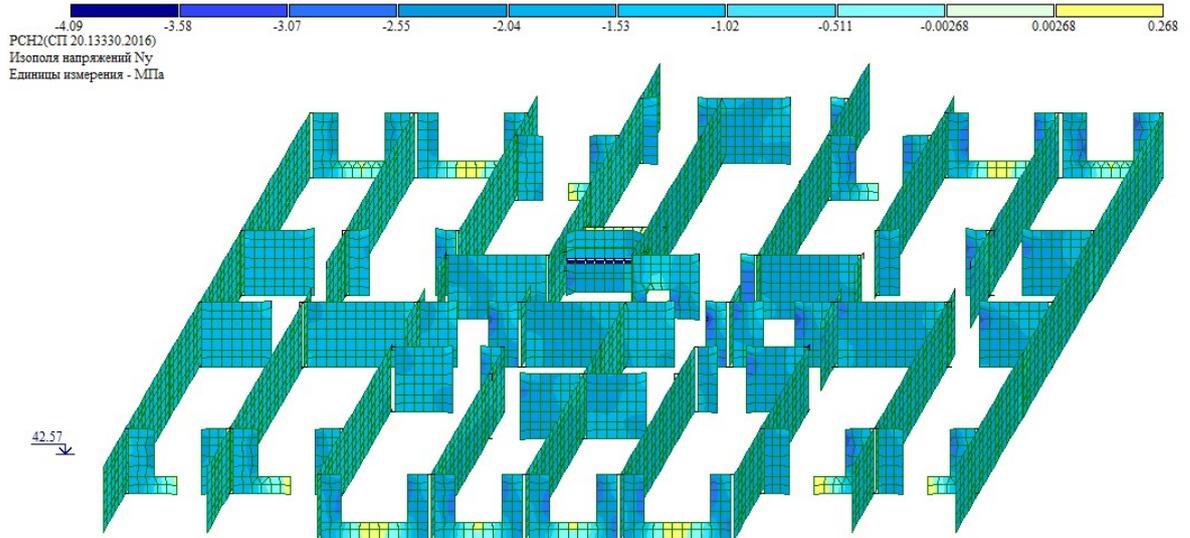


Рисунок А9 – Изополя напряжений N_y в стенах 15 этажа. Ветровой район V.

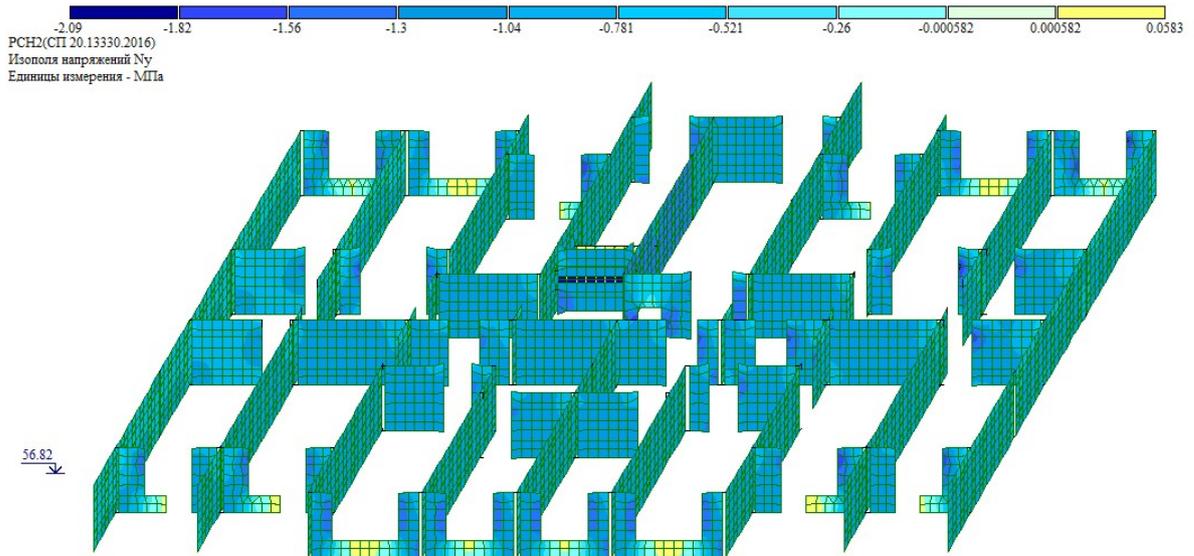


Рисунок А10 – Изополя напряжений N_y в стенах 20 этажа. Ветровой район I.

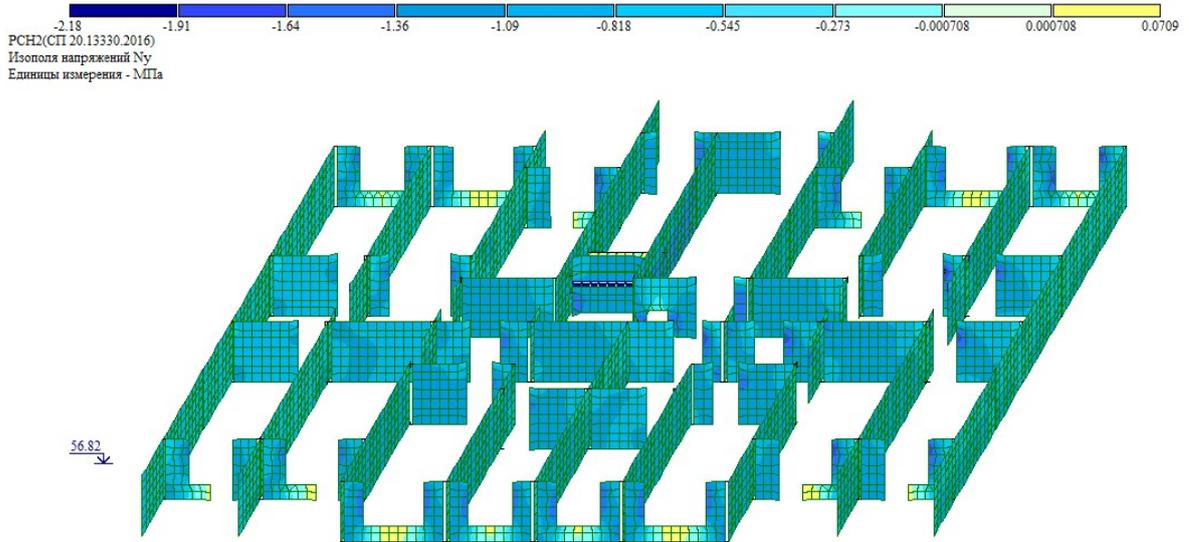


Рисунок А11 – Изополя напряжений N_y в стенах 20 этажа. Ветровой район III.

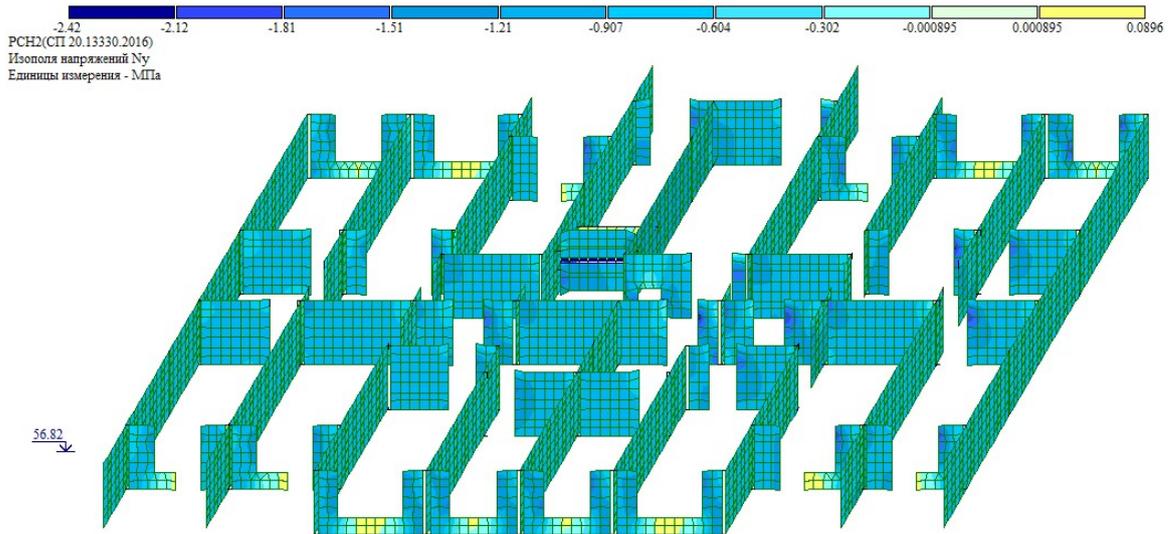


Рисунок А12 – Изополя напряжений N_y в стенах 20 этажа. Ветровой район V.

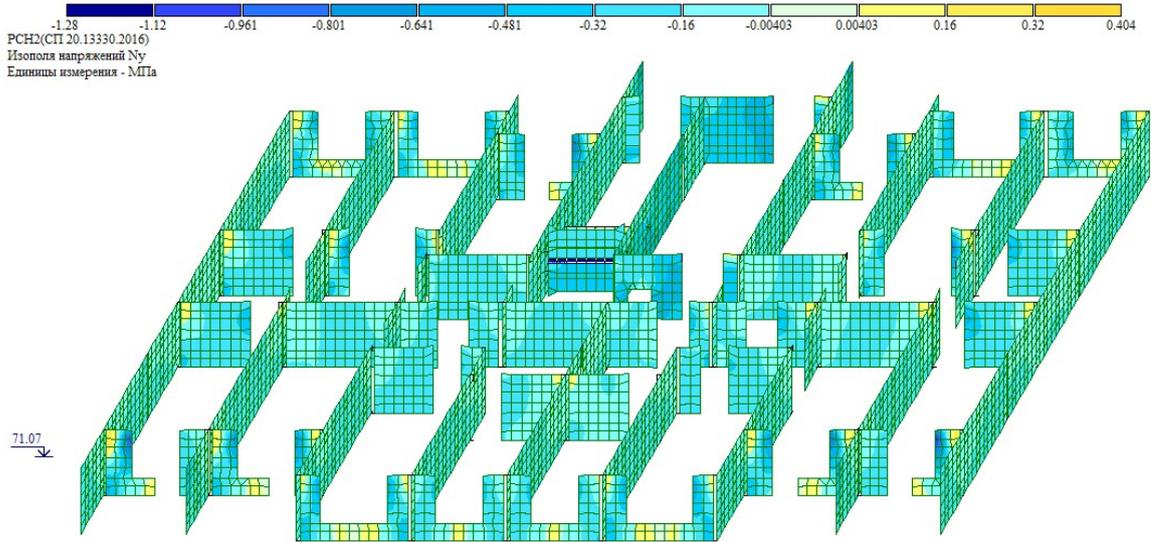


Рисунок А13 – Изополя напряжений N_y в стенах 25 этажа. Ветровой район I.

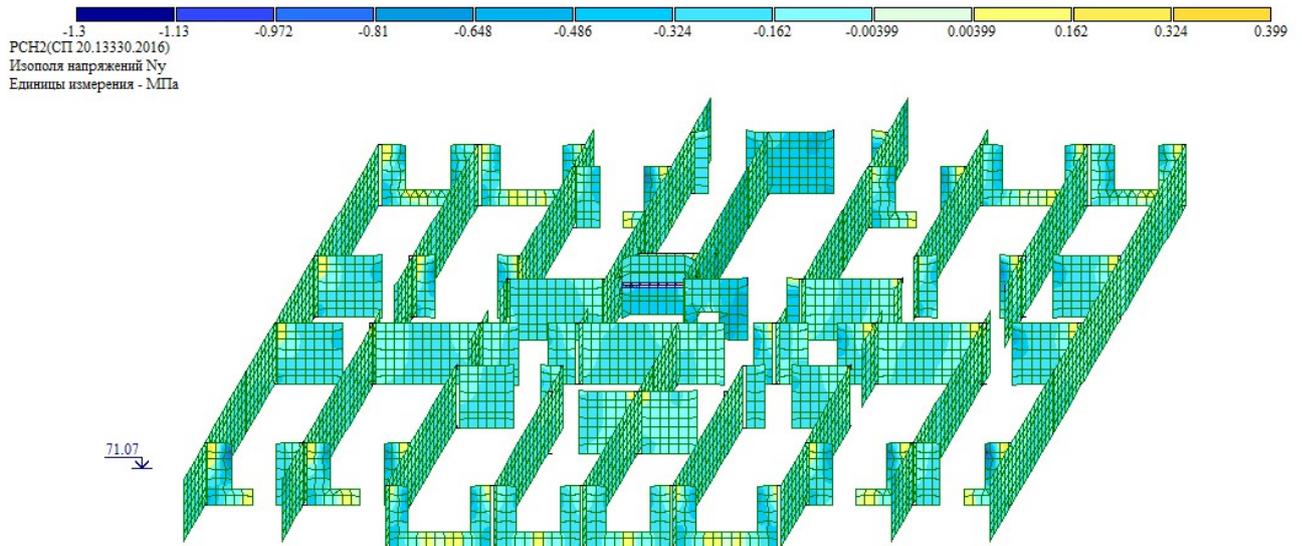


Рисунок А14 – Изополя напряжений N_y в стенах 25 этажа. Ветровой район III.

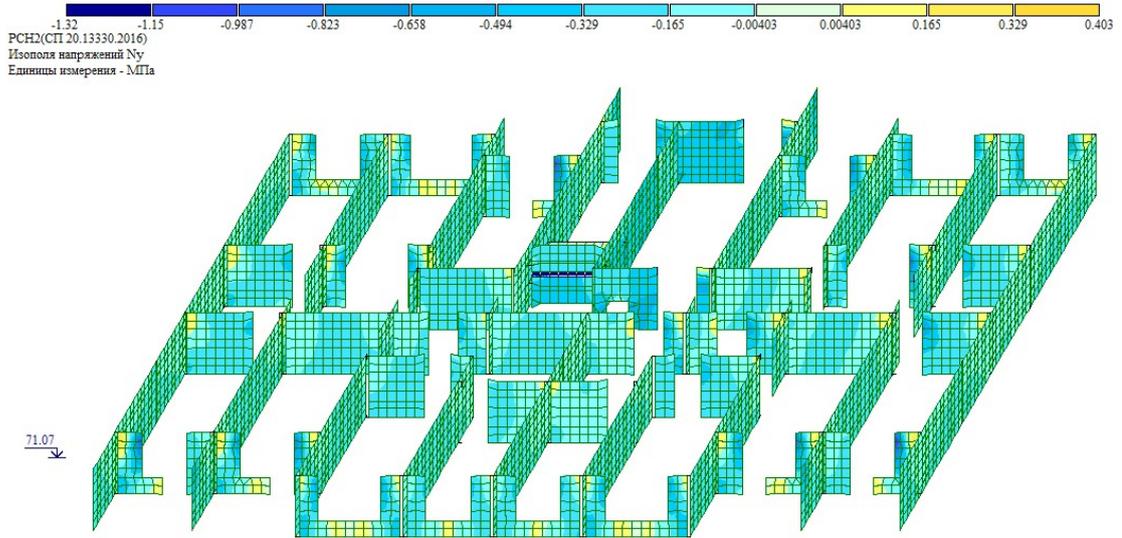


Рисунок А15 – Изополю напряжений N_y в стенах 25 этажа. Ветровой район V.

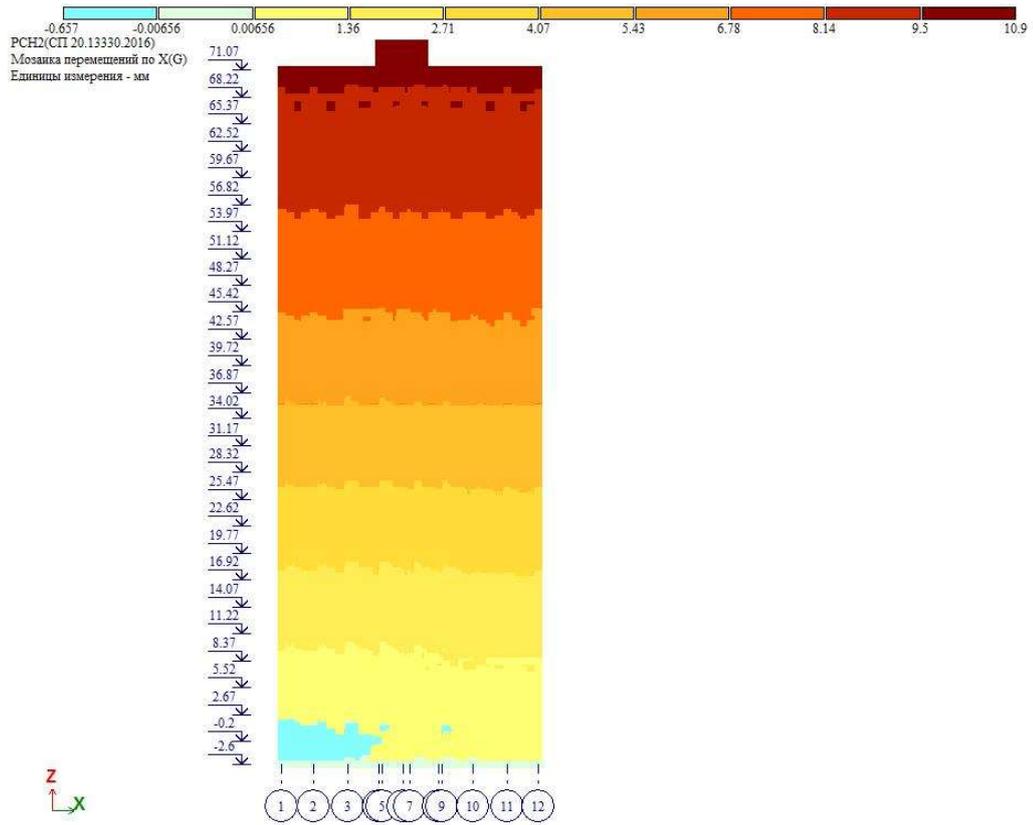


Рисунок А16 – Мозаика перемещений по X. Ветровой район I.

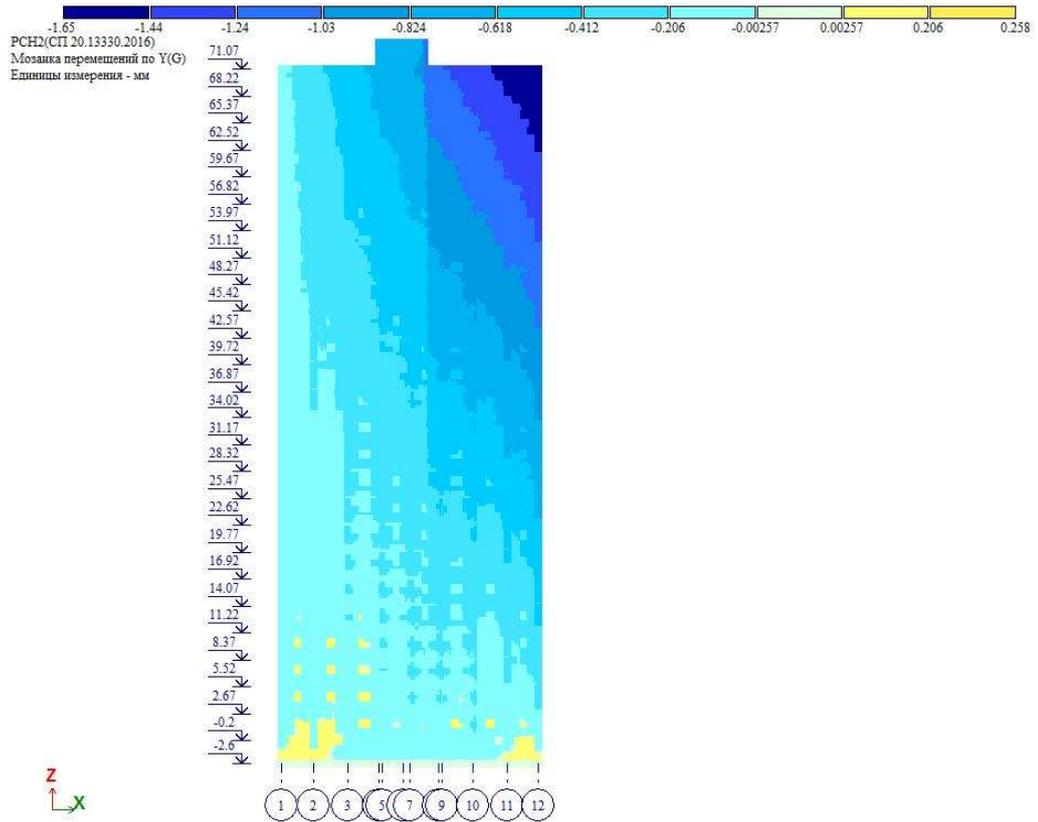


Рисунок А17 – Мозаика перемещений по Y. Ветровой район I.

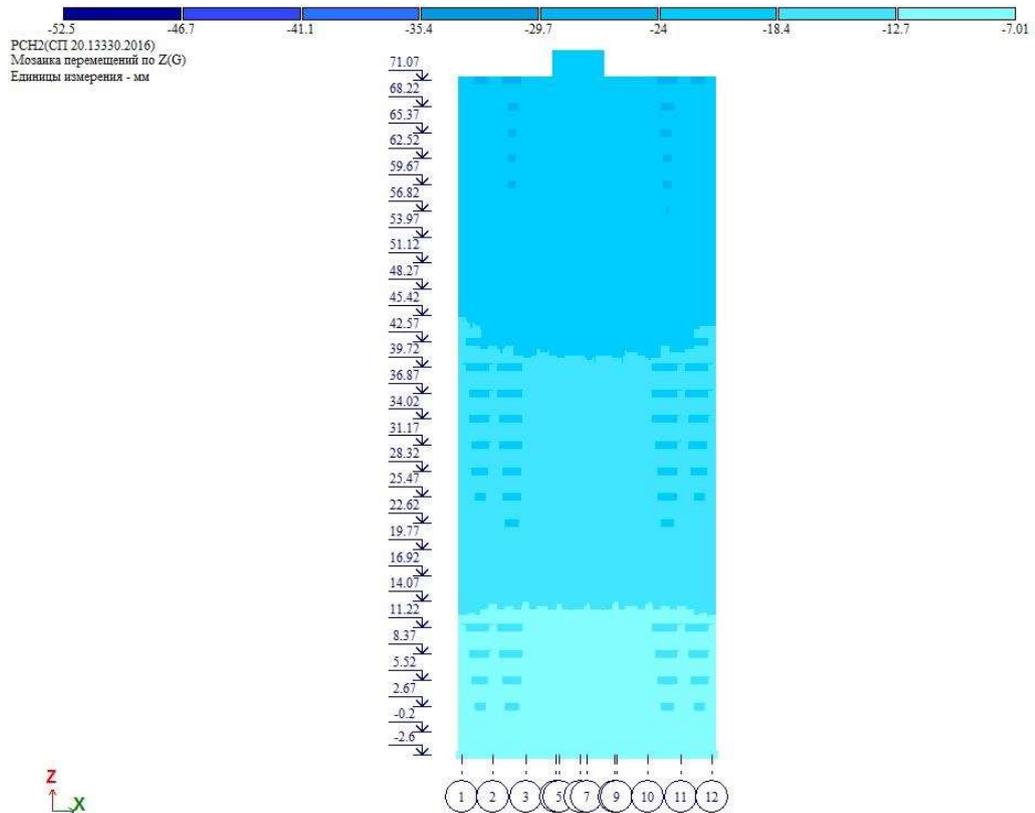


Рисунок А18 – Мозаика перемещений по Z. Ветровой район I.

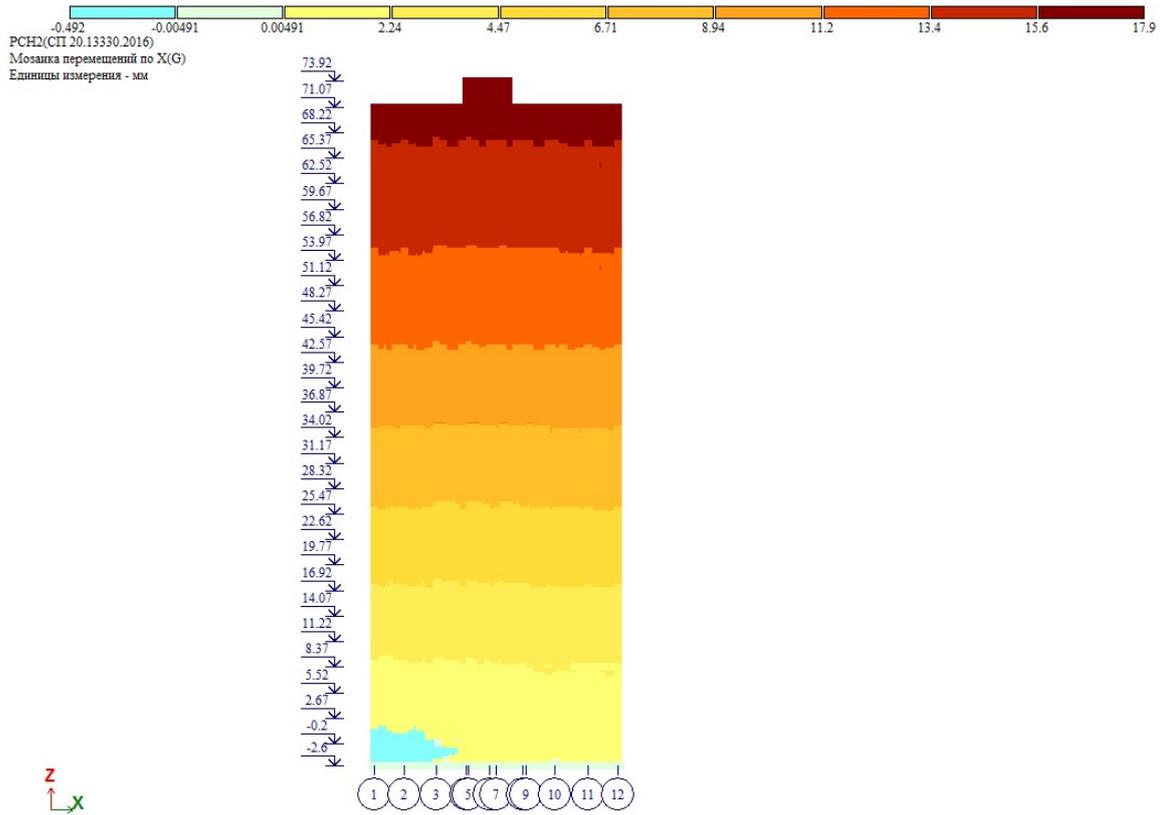


Рисунок А19 – Мозаика перемещений по X. Ветровой район III.

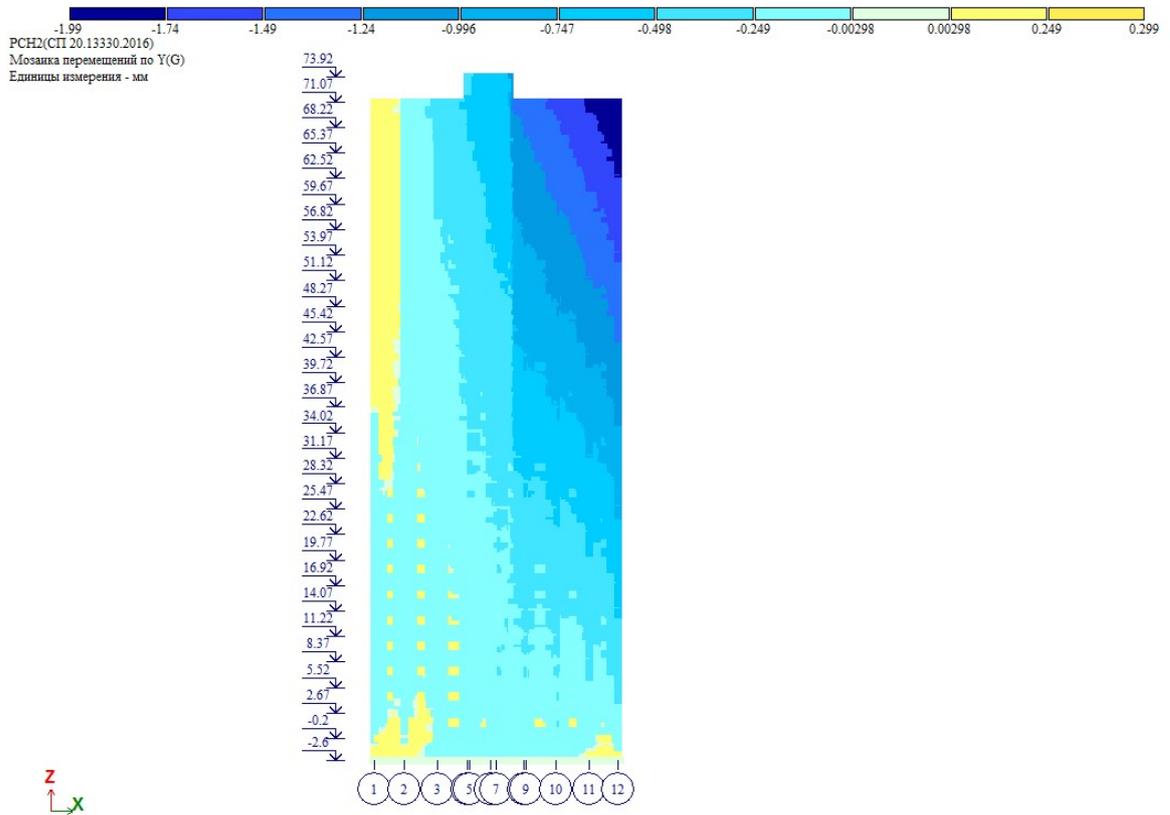


Рисунок А20 – Мозаика перемещений по Y. Ветровой район III.

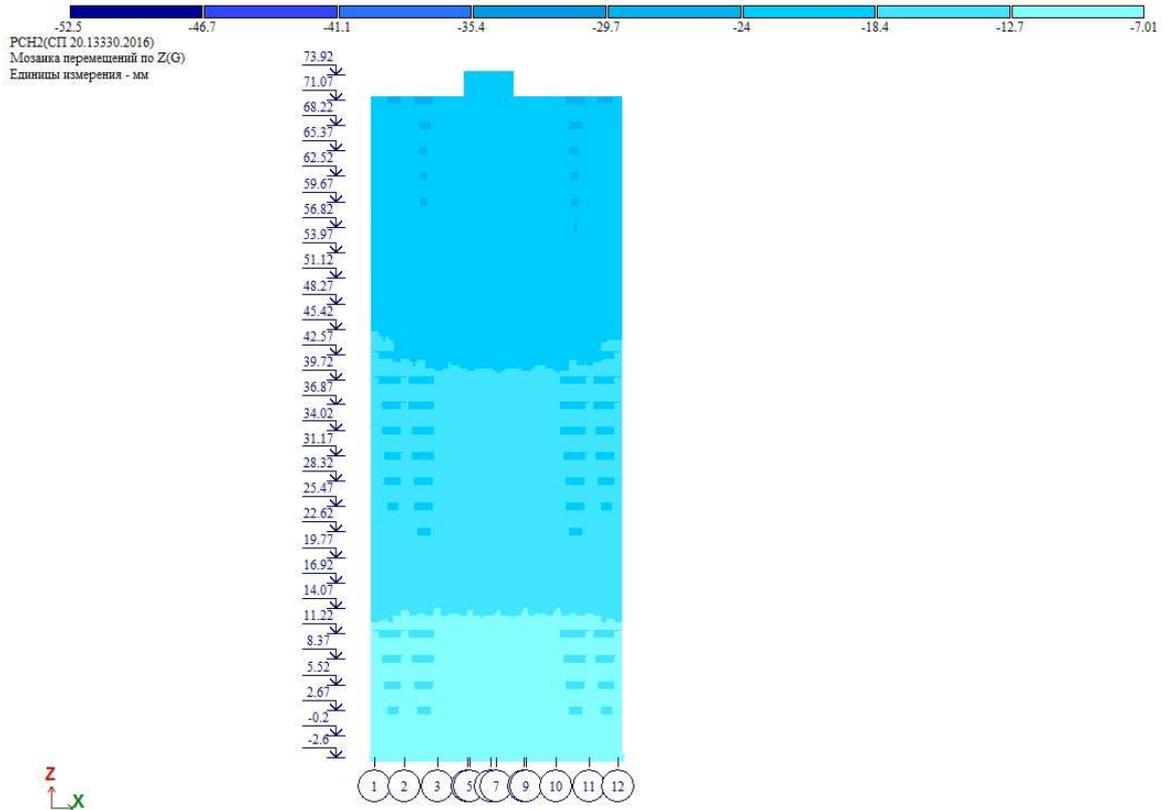


Рисунок А21 – Мозаика перемещений по Z. Ветровой район III.

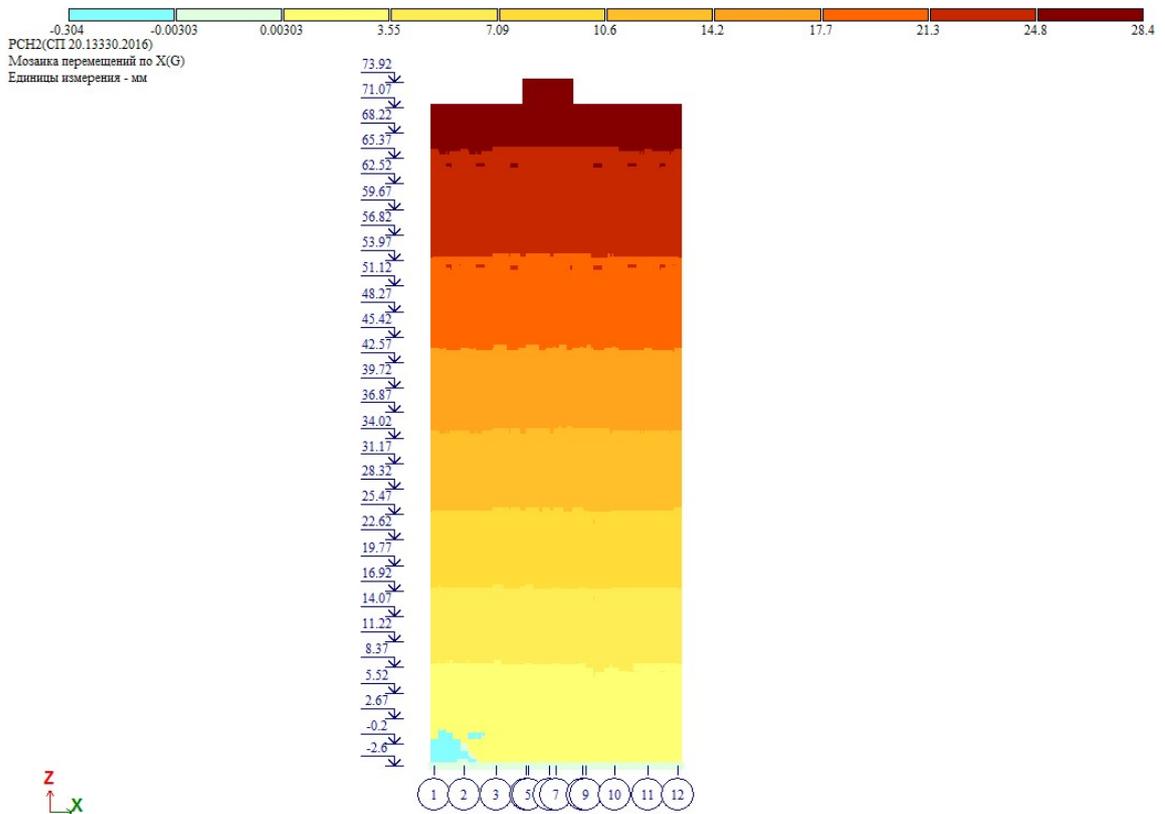


Рисунок А22 – Мозаика перемещений по X. Ветровой район V.

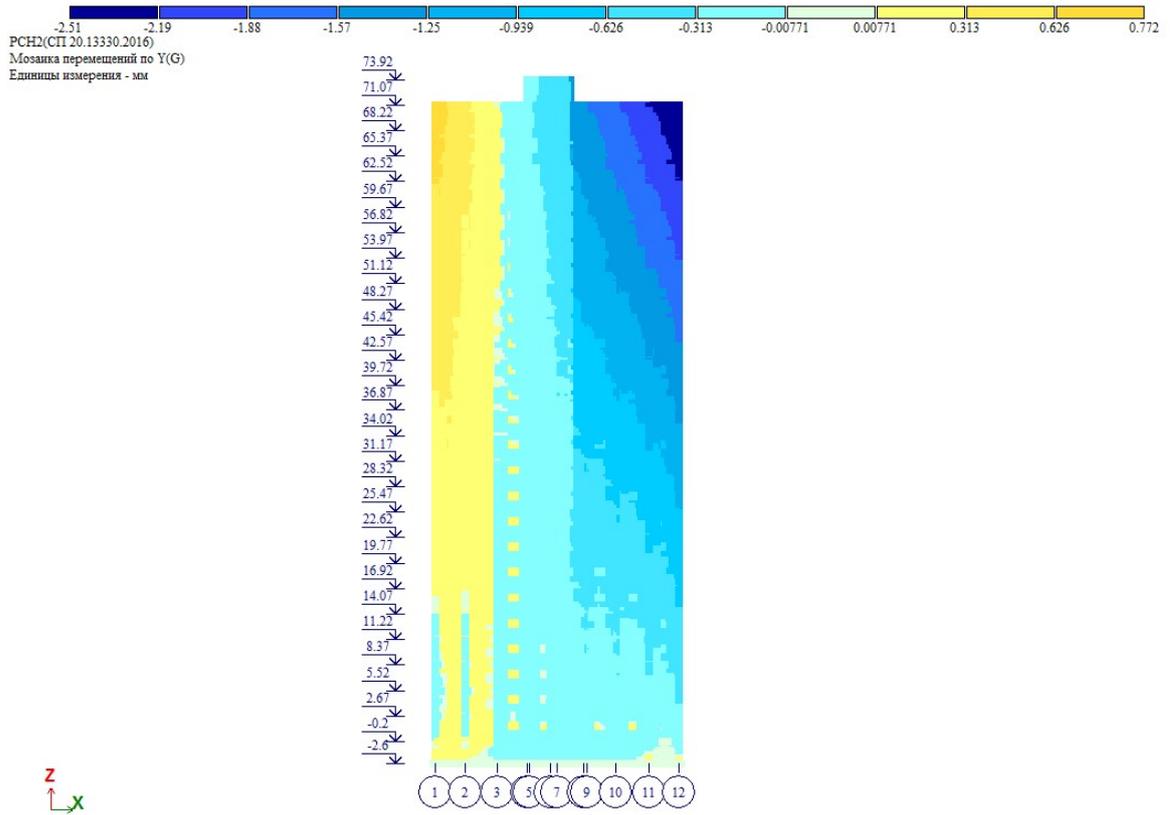


Рисунок А23 – Мозаика перемещений по Y. Ветровой район V.

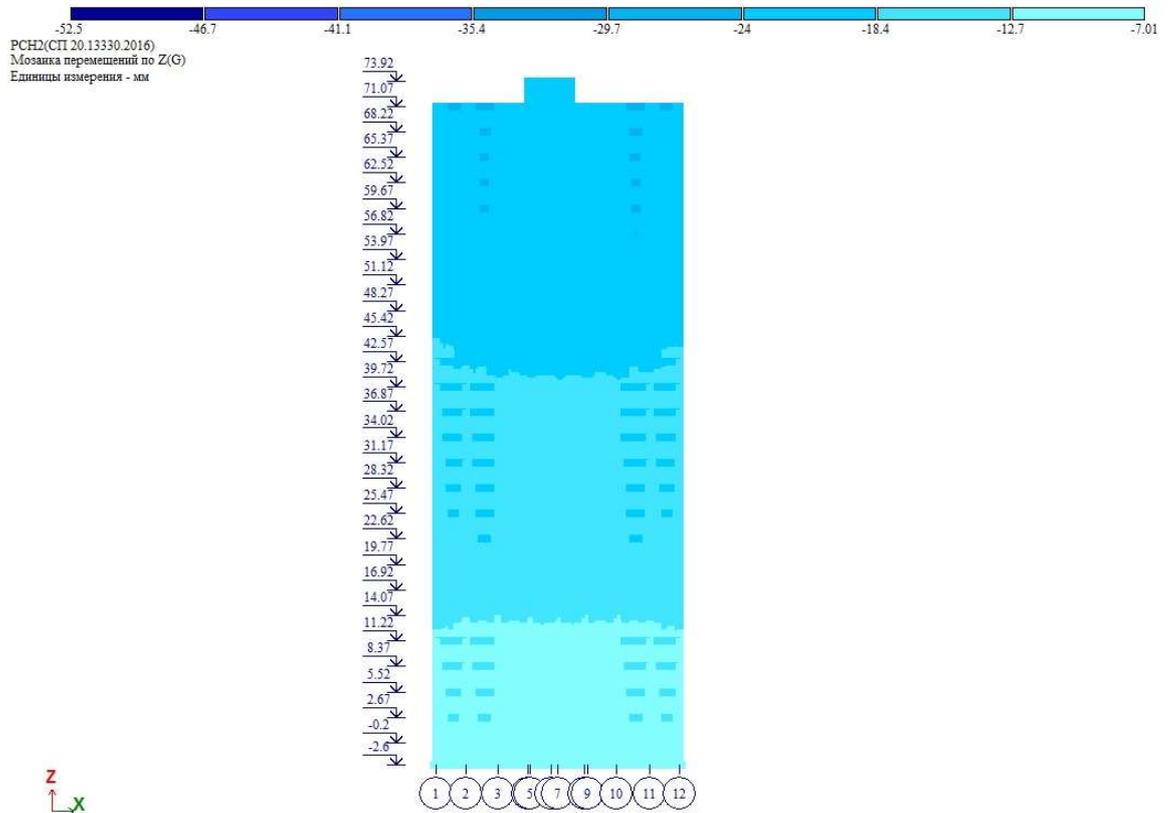


Рисунок А24 – Мозаика перемещений по Z. Ветровой район V.

**ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Код программы «New displacement», реализующей
разработанную методику расчета податливости сварных вертикальных
стыков на закладных деталях с гнутыми уголками**

```

<!DOCTYPE HTML>
<html>

<head>
  <!-- Тег meta для указания кодировки -->
  <meta charset="utf-8">
</head>

<body>
  <H1>Расчет податливости вертикального стыка конструктивных элементов
панельного здания на закладных деталях</H1>
  <H2>Исходные данные </H2>
  <td>
    <TABLE ID="tb" width="40%" cellpadding="4">
      <TR><TD><B>Горизонтальное усилие:<B></TD>
        <TD><INPUT NAME="Nx" SIZE=20></TD></TR>
      <TR><TD><B>Модуль упругости бетона:<B></TD>
        <TD><INPUT NAME="Eb" SIZE=20></TD></TR>
      <TR><TD><B>Модуль упругости стали: <B></TD>
        <TD><INPUT NAME="Es" SIZE=20></TD></TR>
      <TR><TD><B>Диаметр анкера: <B></TD>
        <TD><INPUT NAME="D" SIZE=10></TD></TR>
      <TR><TD><B>Количество анкеров в 1-й детали: <B></TD>
        <TD><INPUT NAME="Nan1" SIZE=10></TD></TR>
      <TR><TD><B>Количество анкеров в 2-й детали: <B></TD>
        <TD><INPUT NAME="Nan2" SIZE=10></TD></TR>
      <TR><TD><B>Длина соединительного элемента: <B></TD>
        <TD><INPUT NAME="lce" SIZE=10></TD></TR>
      <TR><TD><B>Высота соединительного элемента: <B></TD>
        <TD><INPUT NAME="hce" SIZE=10></TD></TR>
      <TR><TD><B>Толщина соединительного элемента: <B></TD>
        <TD><INPUT NAME="tce" SIZE=10></TD></TR>
      <TR><TD><B>Коэффициент: <B></TD>
        <TD><INPUT NAME="Y" SIZE=10></TD></TR>
      <TR><TD><B>Площадь поперечного сечения соединительного элемента
в рассматриваемом направлении:<B></TD>
        <TD><INPUT NAME="Ace" SIZE=10></TD></TR>
      <TR><TD><B>Податливость экспериментальная:<B></TD>
        <TD><INPUT NAME="LambdaE" SIZE=10></TD></TR>
    </TABLE>
    <TR><TD><B>Начальное значение нагрузки:<B> <input type="text" id="Nmin"
size="10" maxlength="15" value="" > </TD>
      <TD><B>Конечное значение нагрузки: </TD><input type="text" id="Nmax"
size="10" maxlength="15" value="" >
      <TD><B>Шаг нагрузки: </TD><input type="text" id="A" size="10"
maxlength="15" value="" >
      <button id='newButton'>Выполнить</button>
    </td>

  </div></div>

<script> //Выполняемая часть

const newButton = document.getElementById('newButton');
```

```

//Инициализации параметров
function InitialParameter () {

    var table = document.getElementById("tb");

    InPrm = new Object();

    //Получение значений первоначальных параметров из таблицы
    InPrm.Nx = table.rows[0].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.Eb = table.rows[1].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.Es = table.rows[2].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.D = table.rows[3].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.Nan1 = table.rows[4].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.Nan2 = table.rows[5].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.Ice = table.rows[6].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.Hce = table.rows[7].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.Tce = table.rows[8].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.Y = table.rows[9].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.Ace = table.rows[10].cells[1].firstChild.value;
    InPrm.LambdaE = table.rows[11].cells[1].firstChild.value;

    return InPrm;

}

//Обработчик события нажатия кнопки
function changeBackground(){

    //Получение значений первоначальных параметров
    var Nmn = parseInt(document.getElementById('Nmin').value);
    var Nmx = parseInt(document.getElementById('Nmax').value);
    var A = parseInt(document.getElementById('A').value);
    var ObjectPrm = InitialParameter();
    var LambdaZ = 0;
    var LambdaX = 0;

    //Переменные промежуточных результатов
    var UShC1 = 0;
    var UShC2 = 0;
    var UCeZ = 0;
    var SumU1 = 0;
    var SumU2 = 0;
    var Ucx = 0;

    //Вычисление перемещения закладной детали n от сдвигающей силы:
    var Unc1 = Uce(ObjectPrm, ObjectPrm.Nan1);
    var Unc2 = Uce(ObjectPrm, ObjectPrm.Nan2);
    var Ucx = Ucex(ObjectPrm);
    SumU2 = Unc1 + Unc2 + Ucx;
    LambdaX = SumU2/ObjectPrm.Nx;

    //Таблица результат
    var tableObj = document.createElement('table');
    tableObj.style.width = '100%';
    var tableHTML = '<tr><td style="width: 50%; padding-bottom: 20px;">Значение
нагрузки</td><td style="padding-bottom: 20px;">Податливость соединительного
элемента (Лямбда Z)</td></tr>';

    //Диаграмма
    var ctx = document.getElementById("myChart");
    var myChart = new Chart (ctx, {

```

```

type: 'line',
data: {
  labels: [], //Подписи оси x
  datasets: [
    {
      label: 'f(x)', //Метка
      data: [], //Данные
      borderColor: 'blue', //Цвет
      borderWidth: 2, //Толщина линии
      fill: false //Не заполнять под графиком
    }
  ]
  //Можно добавить другие графики
},
options: {
  responsive: false, //Вписывать в размер canvas
  scales: {
    xAxes: [{
      display: true
    }],
    yAxes: [{
      display: true
    }]
  }
}
});

while (Nmn<=Nmх) {

  UShC1 = Uch(ObjectPrm, ObjectPrm.Nan1, Nmn);
  UShC2 = Uch(ObjectPrm, ObjectPrm.Nan2, Nmn);
  UCeZ = Uce(ObjectPrm, Nmn);
  SumU1 = UShC1 + UShC2 + UCeZ;
  LambdaZ = SumU1/Nmn;

  //заполнение диаграммы
  myChart.data.labels.push(''+LambdaZ.toFixed(2));
  myChart.data.datasets[0].data.push(Nmn.toFixed(2));

  //Заполнение таблицы результата
  tableHTML += '<tr><td>' + Nmn + '</td><td>' + LambdaZ + '</td></tr>';

  Nmn = Nmn + A;
}

myChart.update();

var K = LambdaZ/ObjectPrm.LambdaE

document.getElementById('placeForText').innerHTML="Податливость
соединительного элемента (Лямбда x): " + LambdaX;
document.getElementById('placeForTextK').innerHTML= "Коэффициент приведения
теоретической податливости к экспериментальной: " + K;

tableObj.innerHTML = tableHTML;
document.body.appendChild(tableObj);
}

//Перемещение закладной детали от сдвигающей силы
//Nan - количество анкеров в расчитываемой детали
//Nz - текущее значение Nz
function Uch (InPrm, Nan, Nz) {

```

```

    var result = InPrm.Y * (1000 * (Math.pow(Nz,2) /
(Math.pow(Nan,2)*Math.pow(InPrm.D,3)*Math.pow(InPrm.Eb,2)) ) + (Nz /
(Nan*InPrm.D*InPrm.Eb)) ) * (1 + 0.8 * Math.sqrt(InPrm.Nx/Nz) );

    return result;
}

//Вертикальное перемещение соединительного элемента при сдвиге закладных деталей
function Uce (InPrm,Nz) {

    var result = InPrm.Ice * Math.tan((2.6 * Nz)/(InPrm.Hce * InPrm.Tce *
InPrm.Es));

    return result;
}

//Перемещение закладной детали от растягивающего усилия
function Unc (InPrm,Nan) {

    var result = (1.2 * InPrm.Y * InPrm.Nx)/(Nan * InPrm.D * InPrm.Eb *
Math.sqrt(InPrm.D/0.0016) );

    return result;
}

//Перемещение соединительной детали от растягивающего усилия
function Uceх (InPrm) {

    var result = (InPrm.Nx*InPrm.Ice)/(InPrm.Ace*InPrm.Es);

    return result;
}

newButton.addEventListener('click', changeBackground);

</script>

<!-- Подключаем JQuery и Chart.js -->
<script type="text/javascript"

src="https://ajax.googleapis.com/ajax/libs/jquery/3.3.1/jquery.min.js"></script>
<script type="text/javascript"

src="https://cdnjs.cloudflare.com/ajax/libs/Chart.js/2.7.2/Chart.bundle.min.js"></
script>

<!-- Готовим контейнер для диаграммы -->
<div id="content" align="center">
    <canvas id="myChart" width="628" height="400"></canvas>
</div>

<H2>Результат вычислений</H2>
<div id='placeForText'></div>
    <div id='placeForTextK'></div>
<noscript>
    <div align="center">
</div>
</noscript>

</body>

```

**ПРИЛОЖЕНИЕ В. Свидетельство о государственной регистрации
программы «New displacement»**

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



СВИДЕТЕЛЬСТВО

о государственной регистрации программы для ЭВМ

№ 2020613860

«New displacement»

Правообладатель: **Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет" (НИУ МГСУ) (RU)**

Авторы: **Маринина Дарья Александровна (RU),
Малахова Анна Николаевна (RU)**

Заявка № **2020612784**

Дата поступления **13 марта 2020 г.**

Дата государственной регистрации

в Реестре программ для ЭВМ **23 марта 2020 г.**

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

 **Г.П. Ивлиев**

