

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Владимирский государственный университет
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых»
(ВлГУ)

На правах рукописи

Научно-квалификационная работа (диссертация)
на соискание ученой степени кандидата наук

«Исследование несущей способности и деформативности шпоночного соединения с
петлевыми жесткими связями в узлах крупнопанельного домостроения»

по направлению подготовки
08.06.01 «Техника и технологии строительства»

направленность (профиль)
«Строительные конструкции, здания и сооружения»
наименование направленности (профиля)

Аспирант А.К. Модин Научный руководитель д.т.н., профессор, С.И. Рощина
И.О. Фамилия *ученая степень, ученое звание, И.О. Фамилия*

« » _____ 2020 г.

« » _____ 2020 г.

подпись

подпись

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. СОВРЕМЕННОЕ КРУПНОПАНЕЛЬНОЕ ДОМОСТРОЕНИЕ: КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ, СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА И АКТУАЛЬНАЯ НОРМАТИВНАЯ БАЗА.	8
1.1. Крупнопанельное домостроение в современном жилом комплексе.....	8
1.2. Анализ конструктивных схем и стыковых соединений в крупнопанельном домостроении.....	10
1.3. Существующие методы и основные положения расчета крупнопанельных зданий.	14
1.4. Обзор существующих методов проверки стыков крупнопанельных зданий.	17
1.5. Проблематика нормативной базы расчета крупнопанельных зданий.	22
1.6. Вывод по 1 главе.....	23
ГЛАВА 2. ТЕОРИТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТЫКОВ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА ВЕРТИКАЛЬНОГО ШПОНОЧНОГО СТЫКА.....	24
2.1. Существующие конечноэлементные модели крупнопанельного здания.	24
2.2. Постановка задачи и методика инженерного расчета вертикального шпоночного стыка.	28
2.3. Сравнительный анализ прочностных характеристик вертикального шпоночного соединения.	34
2.4. Расчетная модель стыкового соединения.....	37
2.5. Вывод по 2 главе.....	45
ГЛАВА 3. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ ВЕРТИКАЛЬНОГО СТЫКА ПАНЕЛЕЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЖЕСТКОЙ СТЕРЖНЕОВОЙ АРМАТУРЫ	46
3.1 Объект исследования и лабораторное оборудование.....	46
3.2 Методика и планирование экспериментальных исследований.....	51
3.3 Проведение испытаний опытных образцов вертикального шпоночного стыка.	53
3.4 Результаты испытаний и обработка данных.	57
3.5 Выводы по 3 главе.....	63
Глава 4. РАБОТА ВЕРТИКАЛЬНОГО ШПОНОЧНОГО СОЕДИНЕНИЯ ПРИ ПРОГРЕССИРУЮЩЕМ ОБРУШЕНИИ.....	64

4.1 Крупнопанельное домостроение при аварийных воздействиях.	64
4.2 Методика расчета на прогрессирующее обрушение.	66
4.3 Учет физической нелинейности при расчете крупнопанельного здания.	68
Заключение	73
Список литературы	75

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы.

Основная задача современного строительства – это повышение доступности жилья для всех слоев населения. Главным фактором, определяющим доступность жилья, является себестоимость строительства, а также скорость возведения и возможность применения типовых решений в процессе проектирования.

Среди современных методов строительства крупнопанельное домостроение является индустриальным методом возведения жилых зданий. Практика строительства показывает высокую эффективность, практичность и экономическую целесообразность данного метода возведения зданий.

Отечественное крупнопанельное домостроение берет свое начало в 40-х годах прошлого века и за это время показало, что с технико-экономической точки зрения, данный тип строительства отличается от других жилых зданий снижением расхода массовых материалов и древесины, снижение объема транспорта и общего веса сооружений, снижение трудовых затрат и наиболее короткие сроки возведения здания.

Однако данный метод строительства имеет и недостатки, такие как низкая архитектурная выразительность и снижение теплоизоляционных свойств вертикальных и горизонтальных междупанельных стыков. Но современные методы производства и возведения жилых зданий позволяют решать и эти задачи.

На сегодняшний день наиболее эффективным и надежным способом устройства монолитных вертикальных стыков являются монолитный шпоночный стык с применением тросовых или жестких петель, установленных с заданным по расчету шагом в торце панели. При возведении каркаса здания и монтаже панелей, через петли двух, трех и четырех рядом стоящих панелей, продевается арматурный стержень на полную высоту панели, после чего данный стык омоноличивается. Такое соединение не просто упрощает процесс строительства и увеличивает качество крупнопанельного производства, но и позволяет уменьшить деформации сдвига между панелями жилого здания.

Объект и предмет исследования.

Объектом исследования является вертикальный железобетонный узел шпоночного соединения стеновой панели.

Предметом исследования является НДС вертикального железобетонного узла, работающего на сдвиг, с использованием петли из жесткой стержневой арматуры и шпонки с прямой и наклонной внутренней гранью.

Цели и задачи исследования.

Целью работы является изучение сдвигающего усилия вертикального шпоночного стыка с жесткой арматурной петлей и шпонки с прямой и наклонной внутренней гранью.

Для достижения цели решались следующие **задачи**:

- провести анализ способов стыковки соединений сборных стеновых железобетонных панелей, а также исследование трудов отечественных и зарубежных ученых в этой области;
- провести анализ существующих методик расчета и действующей нормативной базы;
- провести теоретическое исследование сдвигающего усилия вертикального шпоночного стыка с жесткой арматурной петлей и шпонки с прямой и наклонной внутренней гранью;
- провести экспериментальное исследование сдвигающего усилия вертикального шпоночного стыка с жесткой арматурной петлей и шпонки с прямой и наклонной внутренней гранью;
- выполнить анализ работы вертикального шпоночного стыка при прогрессирующем обрушении.

Научная новизна результатов исследований:

- определение достоинств и недостатков вертикальных шпоночных стыков;
- получены экспериментальные данные сдвиговых усилий в шпоночном соединении в зависимости от: угла наклона внутренних граней шпонок и прочности бетона омоноличивания с использованием петли из жесткой стержневой арматуры;

- результаты экспериментально-теоретических исследований.

Методы исследования.

В процессе исследования использованы методы научного поиска, методы математического моделирования, в т.ч. численные на основании сертифицированного программного комплекса Lira 10.8, методы факторного планирования и математической статистики, методы лабораторных экспериментов, методы определения физико-механических характеристик материалов на основе нормативной документации.

Достоверность полученных результатов обеспечивается:

- применением научно-обоснованных методов;
- обоснованными упрощениями и корректными допущениями при разработке математических моделей;
- применением современной инструментальной базы для лабораторных исследований и лицензированного программного комплекса,
- достоверность теоретического исследования подтверждена сходимостью его результата с результатом экспериментальных исследований.

Практическая ценность работы:

- проведенное исследование дополняет имеющуюся базу знаний в области изучения панельного домостроения, конструктивных узлов и напряженно-деформированного состояния вертикальных шпоночных стыков в зависимости от геометрических характеристик и бетона омоноличивания.

Личный вклад.

Автором выполнен анализ стыковки соединений сборных стеновых железобетонных панелей, а также исследование трудов отечественных и зарубежных ученых в этой области. Определены цели и задачи исследования, разработаны теоретические положения и методика проведения экспериментального исследования. Выполнен анализ результатов практического исследования и проведен анализ работы вертикального шпоночного стыка при прогрессирующем обрушении.

Апробация работы.

Основные результаты НКР были доложены и обсуждались на научных семинарах кафедры «Строительные конструкции» в 2018-2020 гг., на научных конференциях Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых» в 2018-2020 гг.

На защиту выносятся следующие положения и результаты:

- результаты исследования актуальности развития крупнопанельного домостроения;
- результаты теоретических и экспериментальных исследований вертикального шпоночного соединения;
- анализ работы вертикального шпоночного стыка при прогрессирующем обрушении.

Структура и объем научно-квалификационной работы:

НКР состоит из введения, 4 глав, заключения. Библиографический список включает 69 наименований. Изложена на 82 странице машинописного текста и содержит 52 рисунка, 10 таблиц.

ГЛАВА 1. СОВРЕМЕННОЕ КРУПНОПАНЕЛЬНОЕ ДОМОСТРОЕНИЕ: КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ, СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА И АКТУАЛЬНАЯ НОРМАТИВНАЯ БАЗА

1.1. Крупнопанельное домостроение в современном жилом комплексе

На сегодняшний день на одного россиянина приходится 25 м² жилья, что существенно меньше среднедушевых показателей обеспеченностью жильем в странах Европы и США. При этом часть жилищного фонда не обеспечена водопроводом, газом, горячим водоснабжением и канализацией. На основании лишь этих фактов можно сделать вывод, что строительство достаточного количества жилья без возрождения индустриального домостроения тщетно. А без сборного, панельного домостроения ни одна страна в Европе, а сейчас и в Азии не решают задачу массового жилищного строительства.

Крупнопанельное здание – это жилое здание, возводимое из готовых сборных железобетонных элементов, именуемых панелями, имеющие высокую степень готовности.

Подтверждением того, что в российском домостроении идет активное использование сборных железобетонных конструкций, является оперативная статистическая информация. Особенно большой рост выпуска конструкций произошел по плитам, панелям и настилам перекрытий и покрытий. Но следует отметить еще одну тенденцию-сокращение выпуска конструкций стен и перегородок. Такая тенденция говорит о следующем: система индустриального домостроения должна быть изменена. Крупнопанельное домостроение в чистом виде перестают удовлетворять рынок жилья, и основной причиной этого является планировка крупнопанельных домов. Конечно, преимущества перекрытия размером на комнату и максимум один потолочный шов обеспечивают не только эстетику квартиры, но и делают такую квартиру самой дешевой. Наибольшая

гибкость архитектурно-планировочных решений присуща панельной системе с широким шагом поперечных несущих стен. Для этого применяются многопустотные плиты перекрытий с предварительным натяжением арматуры. Такие решения применялись ЦНИИЭП жилища на Нижегородском ДСК и предприятии в г. Сертолово Ленинградской области [46].

Следовательно, наиболее актуальным решением в настоящее время – применение в крупнопанельном домостроении многопустотных плит перекрытия.

Технология панельного домостроения еще долгие годы будет востребована, поскольку постоянно подвергается модернизации, а значит в той или иной мере соответствует требованиям российского рынка недвижимости.

Таким образом, с помощью модернизированного панельного домостроения, в основе которого лежит обеспечение большей свободы для архитектурных планировочных решений, улучшение качества конструктива, снижение затрат на строительство и эксплуатацию зданий, можно решить проблему нехватки жилого фонда.

Главным преимуществом панельного домостроения остается оптимальное соотношение цены и качества, а также возможность быстро и в больших объемах возводить жилые объекты и комплексы. Прежде всего, это связано с тем, что сборные конструкции для панельных домов изготавливаются в заводских условиях, на высокомеханизированном и автоматизированном производстве, что позволяет свести к минимуму «мокрые процессы» на стройплощадке, следовательно, и влияние «человеческого фактора» на снижение качества строительства. В результате значительно сокращаются сроки строительства и себестоимость таких домов в сравнении с монолитно-каркасными и кирпичными.

К недостаткам панельного жилья советских серий стоит отнести плохую звукоизоляцию, теплоизоляцию и межпанельные швы, которые являлись мостиками холодами. Так же существенным минусом панельных домов, соединение которых происходило при помощи сварных узлов, это возникновение, так называемого, феномена «катающихся шариков», иначе говоря скрежет арматуры и сварного соединения. Однако уже сегодня применяются бесшовные

технологии отделки фасадов. Благодаря им на домах полностью отсутствуют межпанельные швы, что, в свою очередь, положительно сказывается не только на тепло- и энергосбережении объекта, ликвидируя протечки и промерзания стыков наружных стен, но и улучшает его эстетические характеристики за счет использования разнообразных цветовых и архитектурных решений.

1.2. Анализ конструктивных схем и стыковых соединений в крупнопанельном домостроении

Наружные стеновые панели являются наиболее сложным элементом здания, и связано это в первую очередь с различным множеством архитектурных и конструктивных решений данного типа панели. Наружные панели могут быть:

- однослойные;
- двухслойные;
- трехслойные.

Пространственная жесткость крупнопанельных зданий обеспечивается совместной работой стеновых железобетонных панелей и перекрытий, соединяемые между собой при помощи сварки закладных деталей или омоноличиванием выпусков арматурных петель и вертикального стержня.

Конструктивные схемы крупнопанельных жилых зданий можно разделить на три вида:

а) С поперечными и продольными несущими панелями, в которых опирание перекрытий происходит по контуру. При такой схеме вертикальная и горизонтальная нагрузка передается на продольные и поперечные стены;

б) С поперечными несущими панелями и продольными самонесущими панелями, при опирании перекрытия лишь на поперечные панели. При такой схеме вертикальная нагрузка передается на поперечные панели, а горизонтальная нагрузка передается на продольные панели;

в) С поперечными несущими панелями и поперечными панелями, выполняющие роль диафрагм жесткости, в которых опирание перекрытий происходит на продольные панели. В данном случае вертикальная нагрузка и

нагрузка горизонтальная в продольном направлении переходит на продольные и внутренние панели. Жесткость в поперечном направлении обеспечивают панели лестничных клеток и межсекционные панели.

Опыт проектирования показывает, что для зданий высотой до девяти этажей возможно применение любой из трех представленных схем, а при высотном строительстве целесообразно применять первую и вторую схему.

При определении конструктивных схем, следует сделать оговорку: данное деление схем весьма условно, и связано это в первую очередь с тем, что при реальной работе конструкции вертикальная нагрузка передается на диафрагмы жесткости за счет частичного опирания на них плит перекрытия длиной стороной. Это характерно для второй и третьей схемы. А во-вторых, часть вертикальной нагрузки с несущих панелей передается на диафрагмы жесткости при помощи связи в вертикальных стыках, а доля горизонтальных усилий передается с диафрагм на примыкающие панели.

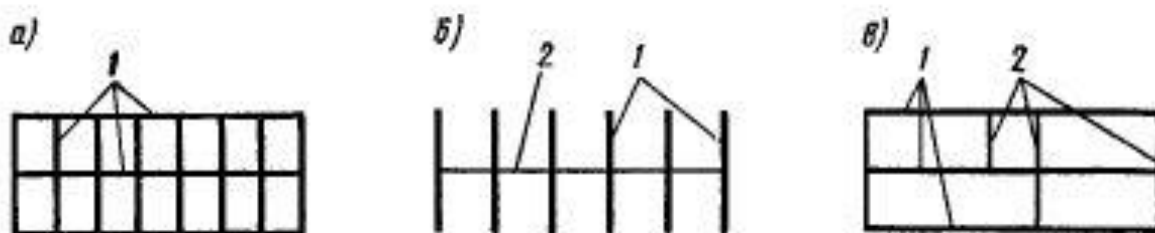


Рис. 1.1 Конструктивные схемы панельных зданий
1-несущие панели; 2-диафрагмы жесткости

На основании этого можно сделать вывод, что в крупнопанельном жилом здании работа вертикальных панелей по статической работе не имеет конкретного разграничения, так как это сделано в каркасных зданиях. Следовательно, все панели здания можно называть несущими, и могут воспринимать и горизонтальные и вертикальные нагрузки

Несущая способность и эксплуатационные характеристики крупнопанельных жилых домов напрямую зависят от принятой конструктивной схемы, но что более важно от конструктивных решений стыков наружных и внутренних панелей.

Стыковое соединение, иначе говоря, стык – это узел соединения несущих, а

также не несущих конструктивных элементов здания между собой. По схеме расположения стык может быть вертикальным или горизонтальным.

Горизонтальный стык стеновых панелей воспринимает сжимающие усилия. Передача сжимающих усилий может происходить через платформенный, контактный или комбинированный стык.[48]

Сжимающие усилия и передача нагрузки при платформенном стыке происходит через опорные участки перекрытия и слои раствора, которые укладываются под и над опорной частью перекрытия, при этом толщина шва не должна быть более 20мм.

Используя контактный стык, нагрузка переходит от одной стеновой панели на другую через слой раствора, не затрагивая при этом перекрытие. Данный тип стыка является наиболее прочный, но имеет минус – перекрытия опираются на специальные вырезы в панелях через подготовленные выступы.

При варианте комбинированного стыка имеется и контактная и платформенная площадка. Данный стык более узкопрофильный и применяется в наружных стенах или при одностороннем опирании на внутренние стены.

Наибольшее значение в эксплуатации здания имеет вертикальный стык. Данное стыковое соединение воспринимают не только усилия сдвига между стеновыми панелями, при возникновении горизонтальных и вертикальных нагрузок, но и сжимающие и растягивающие усилия. Сдвигающие усилия возникают во всех стеновых панелях, а значения этих усилий сдвига определяются расчетом на действующие нагрузки. Сжимающие усилия возникают от нагрузок, которые действуют на здание в горизонтальном направлении. Усилия растяжения в вертикальных стыках происходят от температурных воздействий и как правило имеют небольшие значения.

По способу восприятия вертикальных сдвигающих усилий, различают следующие типы соединения:

- а) сварные соединения закладных деталей, установленных в стеновых панелях;
- б) болтовые, с механическим зацеплением и затяжкой;

- в) сварные соединения арматурных выпусков с последующим омоноличиванием;
- г) бетонные и железобетонные шпонки.

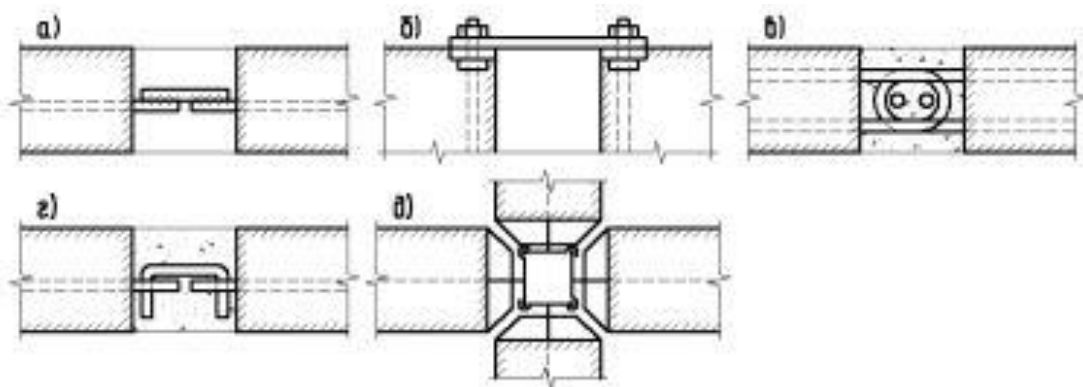


Рис. 1.2 Типы соединения стеновых панелей

- а) сварные; б) болтовые; в) железобетонные;
г) петлевые с последующим замоноличиванием; д) с механическим зацеплением.

В советском крупнопанельном домостроении наибольшую популярность имели сварные соединения, как наименее трудоемкие и металлоемкие. Суть данного стыка заключается в приварке стальных пластин к выпускам арматуры из стеновых панелей. Но данный метод имел недостаток, связанный с эксцентрисностью нагрузок между панелями. Так же требовалась обработка стальных изделий для коррозионной защиты [33].

При использовании болтовых соединений выявлена высокая податливость, обусловленная устройством зазора между стыковыми накладками. Как следствие из этого, данный стык начинает работать после смещения панелей, друг относительно друга, и это смещение может превышать предельно допустимые деформации. Натяжение болтов, после монтажа стеновых панелей, может служить выходом их из этой ситуации, но, тем не менее, данный метод применялся лишь при невозможности устройства сварного стыка.

Монолитные стыковые связи с применением петлевых выпусков из стеновых панелей имеют высокую жесткость соединения. Но обязательным условием является обеспечения проектного класса бетона при замоноличивании стыка. Несущая способность такого стыка в 4 раза больше, чем без омоноличивания.

При соединении стеновых панелей за счет монолитной связи образуется

бетонная шпонка, которая воспринимает сдвигающие силы. Также, часть усилий переходит на плиты перекрытия, при использовании платформенного стыка.

1.3. Существующие методы и основные положения расчета крупнопанельных зданий

В основу любого расчета лежит определение усилий M , N и Q в отдельных конструктивных элементах. В крупнопанельном домостроении усилия определяется в стеновых панелях, перекрытиях и в стыковых соединениях. На основе полученных данных выполняется анализ конструкции и ведется подбор сечений элементов – класс бетона, площадь арматуры, шаг петлевых и арматурных выпусков. Ведется проверка деформативных величин – деформации, перемещения и прогибы. [16]

Крупнопанельные здания рассчитываются на вертикальные и горизонтальные нагрузки. К первым следует отнести: собственный вес и полезную нагрузку, ко второму типа нагружения относится ветровая и сейсмическая нагрузка.

Конструктивная схема крупнопанельного здания представляет собой вертикальные несущие элементы – панели, соединенными в горизонтальной плоскости перекрытиями. Между собой вертикальные элементы связаны вертикальными связями. Связь между плитами перекрытия и стеновыми панелями образуют связь сдвига и не допускают смещение стеновых панелей относительно друг друга.

При расчете крупнопанельных жилых зданий определяют одну из трех расчетных схем:

- континуальная;
- дискретная;
- дискретно-континуальная.

При строительстве крупнопанельного жилого дома, число сборных стеновых элементов может превышать двести штук и все они соединены между собой связями воспринимающими сдвигающие и растягивающие усилия. При этом

каждая стеновая панель это статически неопределимая система, расчет которой требует составление определенных алгоритмов. Поэтому применяя классические методы расчета, заменяя стеновые панели стержневыми или плоскостными элементами с соответствующей жесткостью, то на выходе имеем систему уравнений высшего порядка. При этом расчетная схема любого здания идеализирована и имеет ряд допущений. Основываясь на этих доводах, можно сделать вывод, что приближенные методы расчета с учетом пространственной работы конструкции будут верны в пределах точности исходных грузовых воздействий. Так же любой расчет, построенный на допущениях и приближениях, может быть проверен экспериментально в натуральных условиях или на модели. [44]

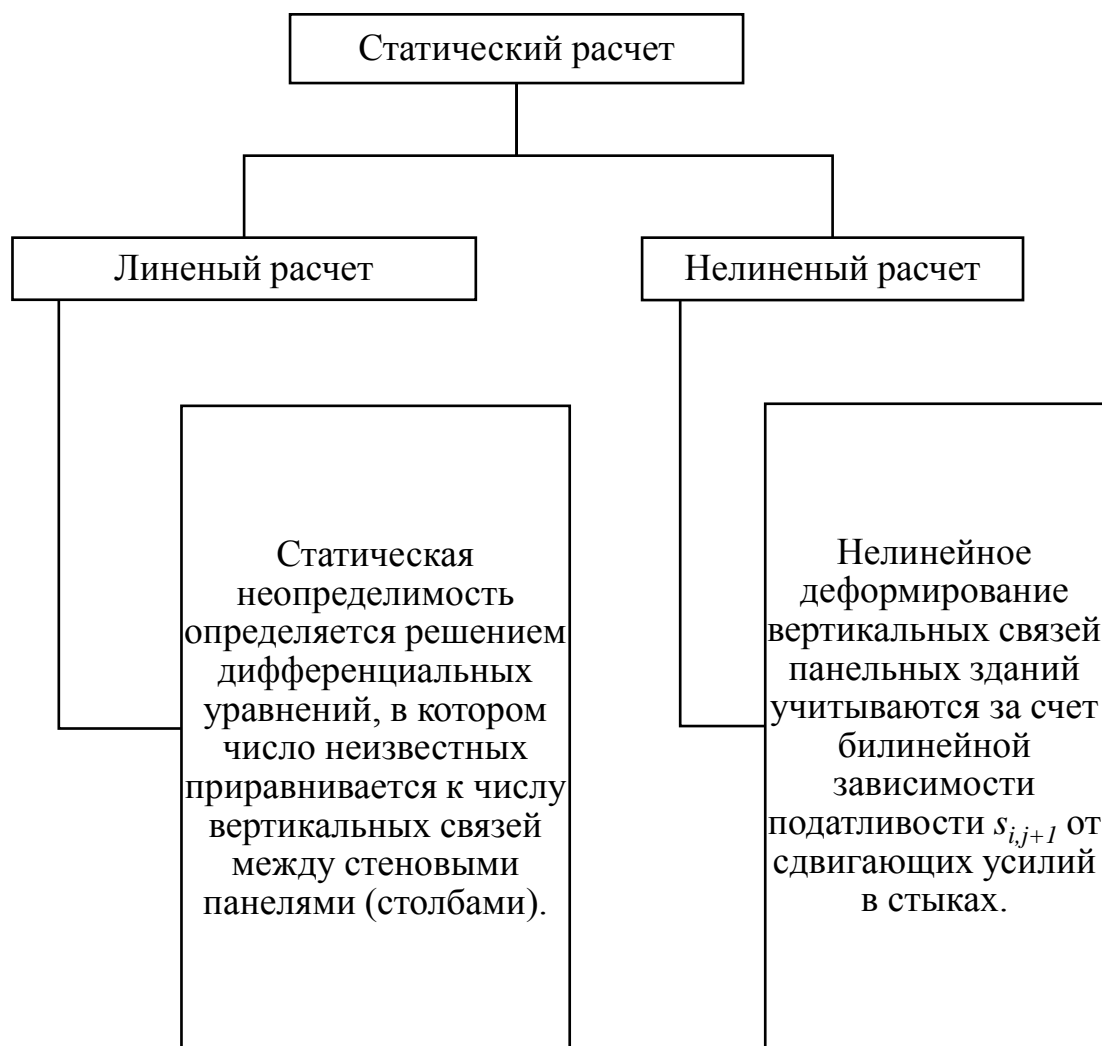


Рис. 1.3 Методы расчета

При расчете крупнопанельных жилых зданий используется допущения, изложенные ниже:

- перекрытия в плоскости принимаются жесткими, а из плоскости – гибкими, в таком случаи угловые и горизонтальные перемещения вертикальных конструкций в их плоскости линейно-зависимы;
- диафрагмы рассматриваются как консольные стержни, состоящие из отдельных столбов, соединяемых между собой связями сдвига;
- число этажей достаточно велико для рассмотрения воздействия от перекрытий, как непрерывно распределенные по высоте несущих конструкций;
- столбы диафрагм, рассматриваемые как консоли, имеют большую жесткость и воспринимают долю общего момента и нормальные усилия от действия горизонтальных и вертикальных нагрузок;
- связь между вертикальными элементами осуществляется дисками перекрытия, поэтому нормальными силами в связях сдвига пренебрегают;
- влияние деформации сдвига в столбах (вертикальных панелях) на горизонтальные и угловые перемещения вертикальных несущих конструкций пренебрегаются.

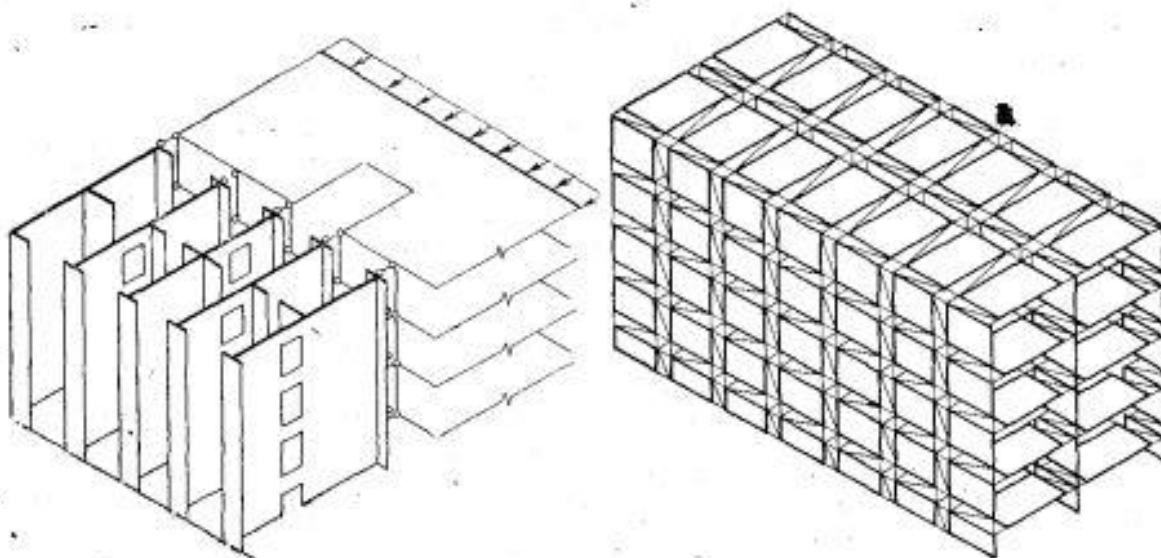


Рис. 1.4 Расчетная схема в виде перекрестной системы и в виде пространственной системы пластин соответственно.

1.4. Обзор существующих методов проверки стыков крупнопанельных зданий

Первые здания, построенные по сборной технологии с применением железобетонных стеновых панелей, датируются 1910 г. Отечественный опыт проектирования и строительства сборных панельных домов берет свое начало в середине 20-го века. Несмотря на знания, полученные более чем за век эксплуатации данных зданий, исследования в этой области остаются актуальными и на сегодняшний день. Разрабатывались и экспериментально проверялись различные методики расчета стыковых узлов, и в частности, исследование шпоночного соединения стеновых панелей и междуэтажных перекрытий.

Шпоночные соединения разделяют на два типа: бетонные и железобетонные. Шпоночные соединения, полученные омоноличиванием бетона в пространстве между торцов стеновых панелей, сопротивление сдвигу определяется без учета работы стальных связей в стыке. В железобетонном шпоночном соединении, сопротивление сдвиговым усилиям обеспечивается за счет совместной работы бетона омоноличивания, продольной и поперечной арматуры стыка. Поперечной арматурой являются стержневые выпуски стыкуемых панелей, а продольной – стержень, расположенный параллельно граням торца соединяемых панелей. Как правило, данный стержень проходит сквозь петлевые выпуски поперечной арматуры.

Проблематикой данного вопроса занимались отечественные ученые - И.С. Дербенцев, П.Н. Бобрышев, Н.М. Володин, В.В. Данель, И.Л. Герасимова, А.В. Грановский, Г.Н. Заварзаев, Е.С. Лейтес, Г.Н. Запрутин, О. А. Довженко, П.И. Алексеев, С.К. Макаренко, А.А. Квасников, Л.И. Гельфанд, П.Н. Коваль, В.И. Лишак, Е. Горачек, Д. Пуме, И.И. Драгилов, В.А. Камейко, Н.В. Морозов, В.Г. Цимблер, И.А. Романова, Л.Д. Мартынова, Н.Г. Мартынова, Н.П. Абдулаева, С.В. Поляков, Г.И. Шапиро, Г.Г. Шорохов, С.А. Сонин, Я.Г. Сунгатуллин, Н.Н. Цапилев, за рубежом - В.С. Jensen, К. Hansen, В. Chatveera, W. Hanson, M.P. Collins, D. Michel, P. Adebar, F.J. Vecchio, R.S. Narayanan, A. Beeby, S.H. Rizkalla, R.L. Serrette, J.S. Heuvel, E.K. Attiogbe, S.D. Huey, A. Clarke, K.H. Gerstle.

При исследовании шпоночного соединения особое внимание уделялось изучению прочностных и деформативных характеристик за счет изменения геометрических параметров шпонки и их количества, используемого материала омоноличивания и их показателей адгезии.

Изучение прочностных характеристик на прямую связано с разрушающей способностью шпоночного соединения. Так, В.И. Лишаком было предложено условие, при котором происходит разрушение шпоночного соединения, под действием сдвигающих усилий. Смещение не возникает, в том случае если усилие вдоль опорной части шпонки S будет меньше сил трения

$$F = N \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (1.1)$$

где $\operatorname{tg} \varphi$ – коэффициент трения сборного элемента;

N – усилие нормальное опорной площадке.

Значение $\operatorname{tg} \varphi$ принимается от 0.5 до 0.8. Если $\alpha < \varphi$, разрушение от сдвигающих усилий не произойдет, при значении $\alpha > \varphi$ сила трения определяется по формуле 1.2:

$$F = (T \cdot \cos \alpha + H \cdot \sin \alpha) \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (1.2)$$

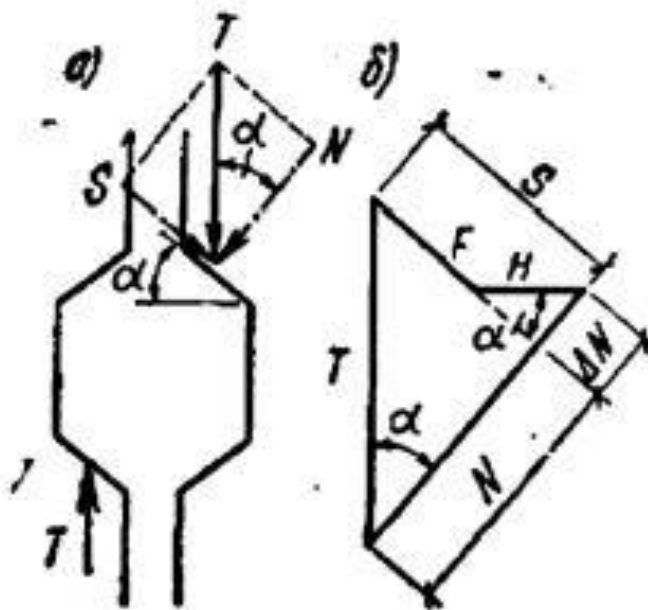


Рис. 1.5 Составляющие сдвигающего усилия T .

Практические испытания указывают о наличии распора не только при условии $\alpha > \varphi$, но и при $\alpha < \varphi$. Значение распора зависит от геометрических размеров и находится в пределах от 0,15Т до 0,2Т. При проектировании крупнопанельных жилых зданий разрушения шпоночного стыка под действием сдвигающих усилий не допускается, в связи с этим k_α равно 0,2.

В нормативных документах [32] представлены формулы для расчета прочности бетонной шпонки на смятие и срез:

$$T_{см} = R_{b,loc} \cdot A_{см} \quad (1.3)$$

$R_{b,loc} = R_b$, при бетоне класса В25 и менее, $R_{b,loc} = 13,5 R_{bt}$, при бетоне класса выше В25;

$A_{см}$ -площадь опорной площадки шпонки.

$$T_{ср} = \gamma_{ср} \cdot R_{bt} \cdot A_{ср} \quad (1.4)$$

$\gamma_{ср} = 1,5$;

R_{bt} - прочность бетона на растяжение;

$A_{ср}$ -площадь среза шпонки.

На основании проведенных экспериментов на сдвиг, С.В. Поляков и Г.Г. Шорохов вывели следующую формулу для определения несущей способности шпоночного соединения:

$$T_{бет} = 2,1 \cdot t \cdot h \cdot \sqrt{R} + 7/\sqrt{R} \cdot H \quad (1.5)$$

Согласно европейским нормативным документам, несущая способность шпоночного соединения от сдвиговых усилий определяется по формуле:

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + tg\varphi \cdot \sigma_n + \mu_{поп} \cdot f_{yd} \cdot (tg\varphi \cdot \sin\theta + \cos\theta) \quad (1.6)$$

c и $tg\varphi$ - коэффициенты, зависящие от шероховатости границы взаимодействия и равные для шпоночного соединения $c=0,5$ и $tg\varphi = 0,9$;

f_{ctd} -расчетное сопротивление бетона растяжению;

σ_n - нормальное усилие сжатия в стыке;

θ - угол наклона поперечной арматуры к плоскости сдвига;

f_{yd} - расчетное сопротивление поперечной арматуры.

Зависимость взаимного смещения и соединяемых элементов от сдвигающих усилий T называется деформативностью вертикальных соединений, определяемые по кривой представленной на рис.7.

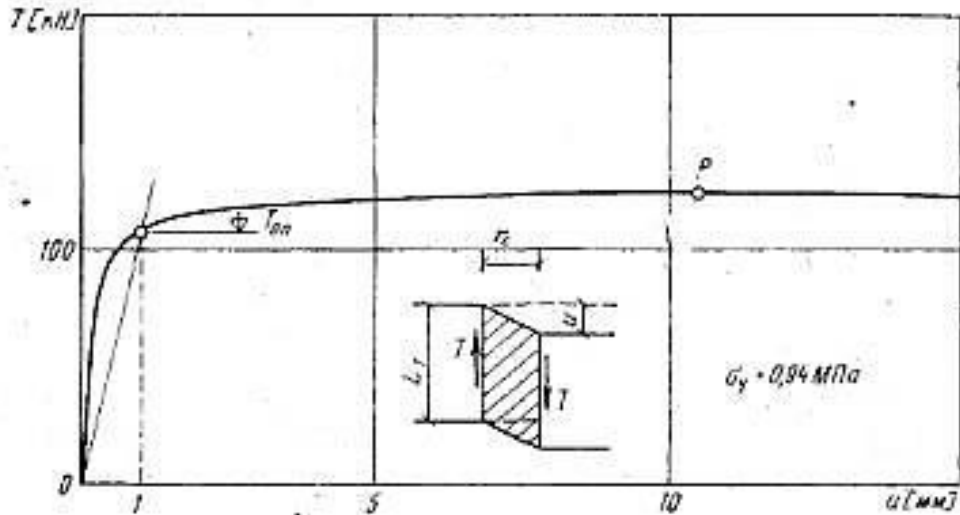


Рис. 1.6 Диаграмма деформирования соединения при сдвигающих усилиях

Деформирование монолитного шпоночного соединения характеризуется тремя стадиями:

- 1) Стадия условно-упругого деформирования, происходит при нагружении до возникновения первой трещины;
- 2) Стадия упругопластического деформирования, происходит до предельного значения несущей способности стыка;
- 3) Стадия пластического деформирования.

Опираясь на работы и исследование Лишака В.Н., а также согласно испытаниям, проведенным в МНИИТЭП – податливость шпоночных стыков зависит от обжатия площадки смятия и определяется как сумма податливых площадок смятия:

$$\lambda_{\text{см}} = \frac{l_{\text{см}}}{E \cdot A_{\text{см}}}$$

(1.7)

и шпонки:

$$\lambda_{шп} = \frac{2t_{шв} + t_{шп}}{G \cdot A_{ср}} \quad (1.8)$$

Согласно пособию по проектированию жилых зданий, податливость шпоночного соединения определяется по формуле:

$$\lambda_{шп} = \frac{1}{E} \cdot \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{мон}} \right) \cdot \frac{1}{A_{loc} \cdot n_k} \quad (1.9)$$

E_b - модуль деформации бетона сборного элемента, МПа;

$E_{мон}$ - модуль деформации монолитного вертикального стыка, МПа.

Автором отмечены наиболее актуальные методики расчета определения прочности шпоночного стыка:

Табл. 1.1

№	Расчетная формула	Источник
1	$V_{kb} = \min \begin{cases} V_{sh,b} = 1,5 \cdot R_{bt} \cdot A_{sh} \\ V_{c,b} = R_{b,loc} \cdot A_c \\ V_{crc,b} = 0,7 \cdot R_{bt} \cdot A_j \end{cases}$	СП 335.1325800.2017 [7]
2	$V_{kb} = \min \begin{cases} V_{sh,b} = 1,5 \cdot R_{bt} \cdot A_{sh} \\ V_{c,b} = R_{b,loc} \cdot A_c \\ V_{crc,b} = 0,7 \cdot R_{bt} \cdot A_j \end{cases}$	Пособие по проектированию жилых зданий. Вып.3 Конструкция жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85) [45]
3	$V_{kb} = t \cdot (h + s_t) \cdot R_{bt} \sqrt{1 + k_\alpha \cdot R_b/R_{bt} \cdot \frac{t_k}{(h + s_t)}}$	И.С Дербенцев (автореферат)[25]
4	$\frac{q_u^j}{m} = \left(2 \cdot B \cdot \sqrt{(k - tg\alpha)^2 + 0,25 \cdot (k \cdot tg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right) \frac{tg\alpha - t_j/h_k}{tg\alpha + tg\beta} + \frac{f_{cta}}{m} (k + tg\alpha) \frac{tg\beta + t_j/h_k}{tg\alpha + tg\beta} + \frac{f_{yd} \cdot A_{sw} \cdot k}{m \cdot h_k \cdot b_k}$	Вариационный метод на основе теории пластичности бетона [26]

5	$V_{sh,b} = 1,7A_{sh}\sqrt{R}$	В.И. Коноводченко
6	$V_{sh,b} = 2R_{bt}A_{sh}$	СП 52-117-2008*

Отдельно автор выделяет работу И.С. Дербенцева, в которой экспериментально исследовано НДС шпоночного состояния с гибкой тросовой петлей. Формула представленная в табл. 1 дает максимальное расхождение 14,4% от проведенного испытания. На рис. 1.7 показано сопоставление практических и теоретических результатов работы [26].

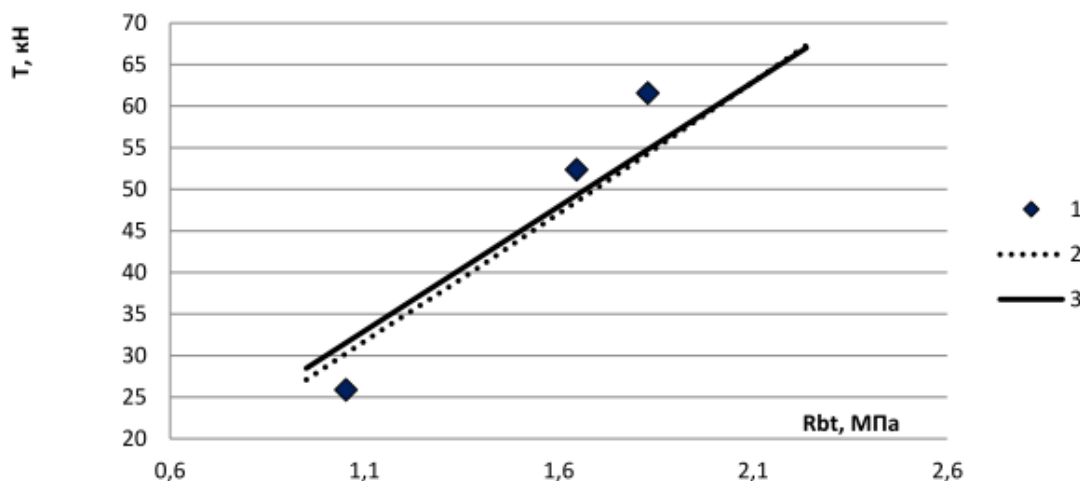


Рис. 1.7 Сопоставление экспериментальных и теоретических результатов работы И.С. Дербенцева при определении несущей способности одношпоночного стыка. 1 – опыт И.С. Дербенцева, 2 – расчет по формуле (1.4), 3 – расчет по формуле И.С. Дербенцева в табл. 1

1.5. Проблематика нормативной базы расчета крупнопанельных зданий

Ранее автором уже отмечено, что крупнопанельное домостроение имеет богатый опыт как проектирования, так и практической реализации – Советская промышленность является тому доказательством. При этом основные документы по проектированию крупнопанельных зданий изданы в 70-80-х годах XX века. К ним можно отнести пособия и рекомендации по проектированию – [6], [7], [38], [48] и др. Именно в этих документах заложены основы расчетных схем и отдельных узлов.

Темпы роста промышленности, используемые инженерные методики и расчетные программные комплексы требовали актуализации нормативной базы.

Об этом в своих научных статьях говорили: Данель В.В., Шапиро Г.И., Зенин С.А. и др. При проектировании современных крупнопанельных домов инженеры, преимущественно, пользовались [21], [32] и [48], но для достоверности полученных результатов требовалось экспериментальное подтверждение полученных теоретических расчетов. Отельным вопросом стояла разработка актуального нормативного документа. На момент написания научной работы, в 2018 г. Минстрой России разрабатывает и утверждает [6]. На сегодняшний день, данный документ является основополагающим при проектировании крупнопанельных жилых зданий, за исключением зданий в районах с сейсмической активностью более 6 баллов. Основные расчетные формулы для определения несущей способности шпоночного соединения представлены в табл. 1.1.

1.6. Вывод по 1 главе

По результатам первой главы исследуемой работы можно сделать следующие выводы:

1. В настоящее время проблема жилищного фонда актуальна и вопрос строительства доступного жилья занимает важное место в перспективах развития страны. Наиболее индустриальным методом строительства на данный момент является крупнопанельное домостроение.

2. Существуют различные конструктивные схемы узлов соединения стеновых железобетонных панелей. Монолитные бетонные и железобетонные стыки являются менее податливыми и технологичными.

3. Разработаны и экспериментально подтверждены различные инженерные методы расчета шпоночных соединений. Наибольший вклад сделали советские инженеры, т.к. в основе их методики лежат экспериментальные результаты. На сегодняшний день, наиболее достоверные результаты, при проектировании жилых домов, получается с применением метода конечных элементов.

4. Учитывая имеющийся опыт проектирования и существующую нормативную базу, проведение экспериментальных исследований стыковых узлов

крупнопанельных зданий остается актуальной темой. Факторы, влияющие на напряженно-деформированное состояние вертикальных шпоночных соединений, являются основополагающими при проектировании и разработки сложных инженерных узлов, моделирование которых осуществляется в специализированных расчетных комплексах по дискретной модели.

ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТЫКОВ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА ВЕРТИКАЛЬНОГО ШПОНОЧНОГО СТЫКА

2.1. Существующие конечно-элементные модели крупнопанельного здания

На основании первой главы данной работы, можно говорить о том, что классический расчет крупнопанельных зданий основывается на законах строительной механики и решением статически неопределимых систем, при этом вводятся ряд допущений. В общем случае конструктивную модель здания разбивают на отдельные укрупненные элементы, согласно их физической работе и учетом эквивалентных жесткостей всех элементов и связей между ними. Иначе говоря, расчетные схемы идеализированы и не всегда учитывают естественный разброс жесткостных характеристик панелей и их соединений.

Советская практика строительства крупнопанельных зданий указывает на то, что все теоретические расчеты подвергались экспериментальной проверке из нескольких серий образцов, поэтому точное заключение о несущей способности здания, давалось лишь после сопоставления теоретических и экспериментальных данных.

На сегодняшний день современные вычислительные комплексы позволяют рассчитывать конструктивные схемы крупнопанельных зданий и максимально

достоверно отражать работу здания. При этом, моделируя каркас здания, полученная после расчета схема должна предоставлять усилия в каждой стеновой панели и перекрытия по их периметру.

Стоит разделить расчетные схемы крупнопанельных зданий по виду неизвестных и по виду конструкции. Первые, в свою очередь, делятся на континуальные, дискретные и дискретно-континуальны, вторые же группируют на пластинчатые, стержневые и комбинированные.

В одномерной расчетной схеме здание представляет собой стержень, защемленный в основании, при этом вводится допущение о неизменяемости поперечного контура стержня.

Рассматривая двухмерную схему, здание представляет собой плоскую конструкцию, воспринимающую нагрузку только в этой плоскости, при этом вводится допущение - при нахождении усилий от горизонтальных нагрузок стеновые панели, параллельные нагрузке, расположены в одной плоскости и имеют равные перемещения.

Трехмерная схема, как наиболее точная, представляет конструкцию здания как пространственную систему.

Вопросом задания трехмерной расчетной схемы в программный комплекс и учета жесткостных характеристик всех элементов и связей занимались В.В. Данель и Г.И. Шапиро.

Расчетная схема, которая позволяет максимально отражать главные характеристики несущих конструкций крупнопанельного здания, дает возможность учитывать различные конструктивные решения и прогнозировать ситуации, возникающие при эксплуатации жилого дома.

Современные методы расчета высотных зданий позиционируются на базе метода конечных элементов, при этом конструкция здания представлена пространственными пластинчатыми элементами, соединенные между собой различными способами, в зависимости от принятого конструктивного решения. Но следует отметить, что работу отдельных стеновых панелей или перекрытий, данная модель описывает максимально реально, чего нельзя сказать о моделировании

стыка. В связи с этим, основной вопрос при моделировании крупнопанельного здания, это точное вычисление и задание жесткостей стыков, и применение особых методов.

Классическая расчетная схема крупнопанельного здания имеет следующий вид: несущие стеновые панели и плиты перекрытия моделируется отдельными оболочными элементами, при этом должны соблюдаться все геометрические параметры в соответствии с реальным объектом (толщины элементов, их высота и наличие или отсутствие проемов). Физические характеристики, такие как плотность материала, модуль деформации, модуль сдвига и др. должны соответствовать физическим характеристикам материала, из которого выполнены несущие элементы здания.

Плиты перекрытия моделируется размером на ячейку, так же при помощи изотропной оболочки. Самонесущие элементы, перегородки и лестничные марши рекомендуется моделировать соответствующими нагрузками.

Отдельное внимание заслуживает разбивка изотропных оболочек на конечные элементы. Размер сетки конечных элементов должен соответствовать с местами расположения соединительных стержней, но при этом сетка должна быть понятной, равносильной по всей конструкции и должна вызывать коллизию.

Программный комплекс ЛИРА и Лира-САПР позволяют производить расчет панельных зданий путем ввода пластинчатых конечных элементов специально для моделирования стыка панелей. Предварительно, это: КЭ-58,59 для учета линейного поведения стыка, и КЭ-258,259 для учета физически нелинейной работы. При моделировании стыков допускается использование двухузловые КЭ. Одни из них применяются при линейном расчете, второй учитывает нелинейность физических стыков.

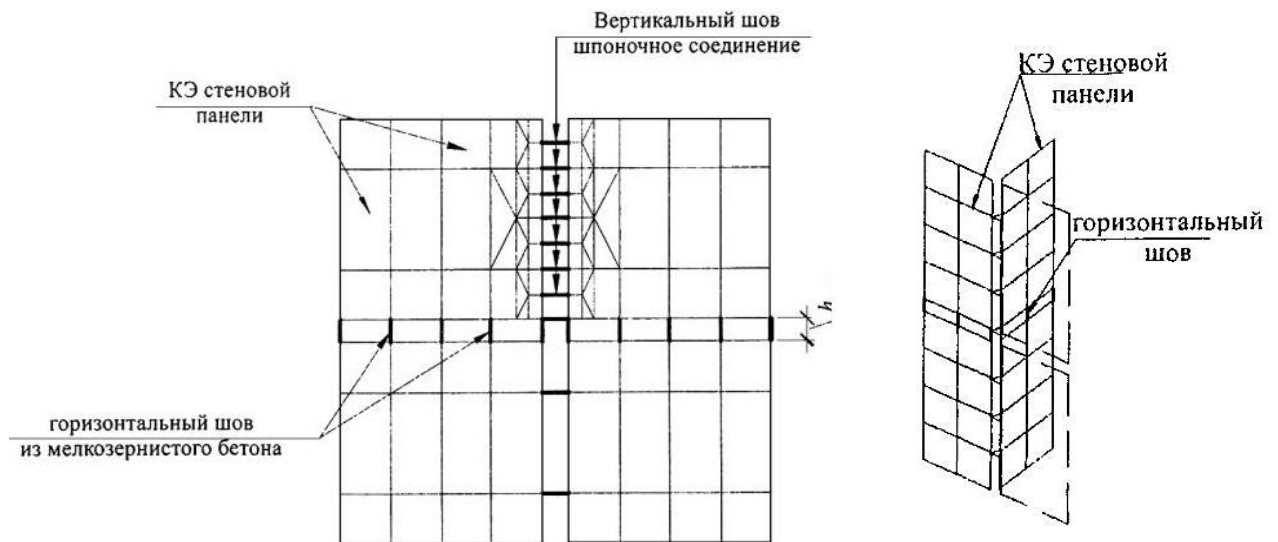


Рис. 2.1 Расположение стержневых и оболочных конечных элементов в расчетной модели

Дербенцевым И.С. предложена аналитическая модель одношпоночного стыка работающая на сдвиг. Элемент стеновой панели и монолитный стык моделировались объемными КЭ – кубами стороной по 10мм. Зазор между сборным элементом и швом принят минимальным, стремящимся к нулю. Между узлами по всей контактной плоскости вводятся связующие элементы, моделирующую работу шпоночного стыка.[26]

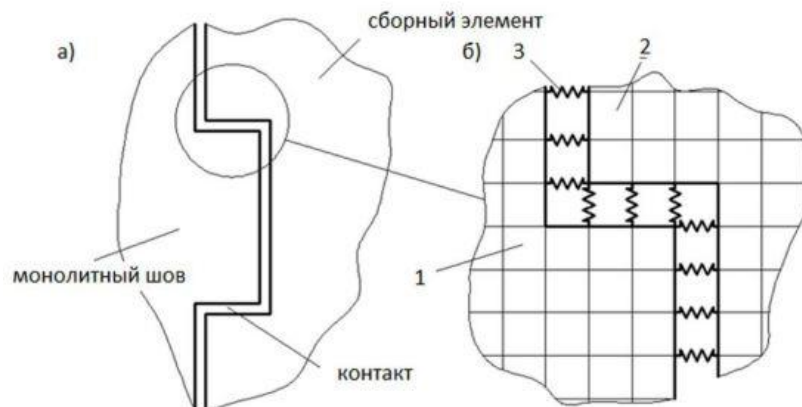


Рис. 2.2 Модель контакта сборного бетона и монолитного шва: а) шпоночное соединение; б) разбиение на конечные элементы; 1 и 2 –объемные КЭ шва и панели; 3 – КЭ податливой связи контакта.

Полученная методика расчета позволяет учитывать образование и развитие трещин в шпоночном соединении.

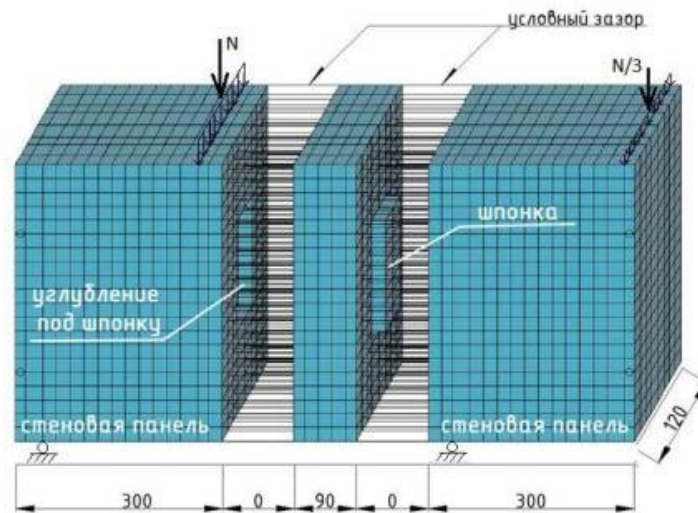


Рис. 2.3 Расчетная схема одношпоночного соединения предложенная И.С. Дербенцевым

Учет трещинообразования по контакту, приводит к перераспределению усилий в шве, при этом их значение растет в области опорной площадки шпоночного соединения и уменьшается по длине. Анализ карт напряжений показывает, что наиболее нагруженные первая и последняя шпонка, в них возникают концентрации напряжений.

2.2. Постановка задачи и методика инженерного расчета вертикального шпоночного стыка

В настоящей работе проведены исследования работы вертикального одношпоночного стыка с жесткими петлевыми связями. При этом рассматриваются следующие параметры: класс бетона омоноличивания железобетонной шпонки и угол наклона шпонки. В рамках данного исследования проведены сравнительные расчеты основных параметров вертикального стыка на основании существующих методик.

Данные для определения жесткостных характеристик вертикального стыка представлены в табл. 2.1. Данные для определения несущей способности вертикального стыка, на основании методики [6], представлены в табл. 2.2.

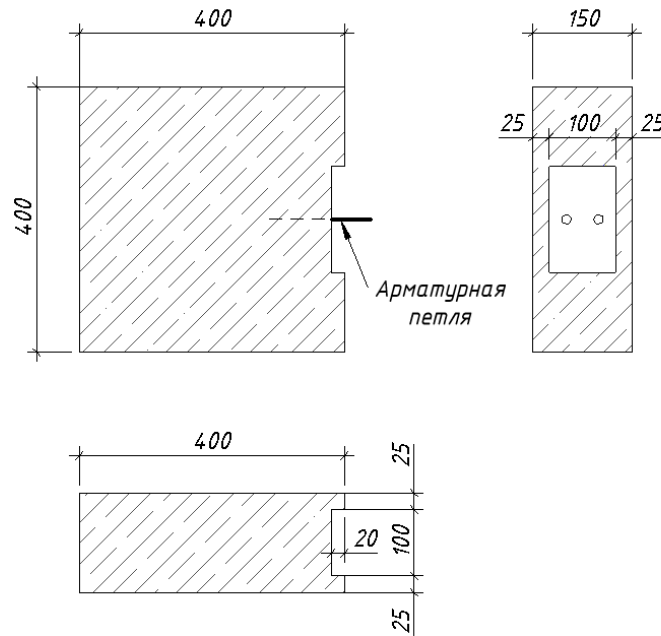


Рис. 2.4 Элемент стеновой панели ШП(н)

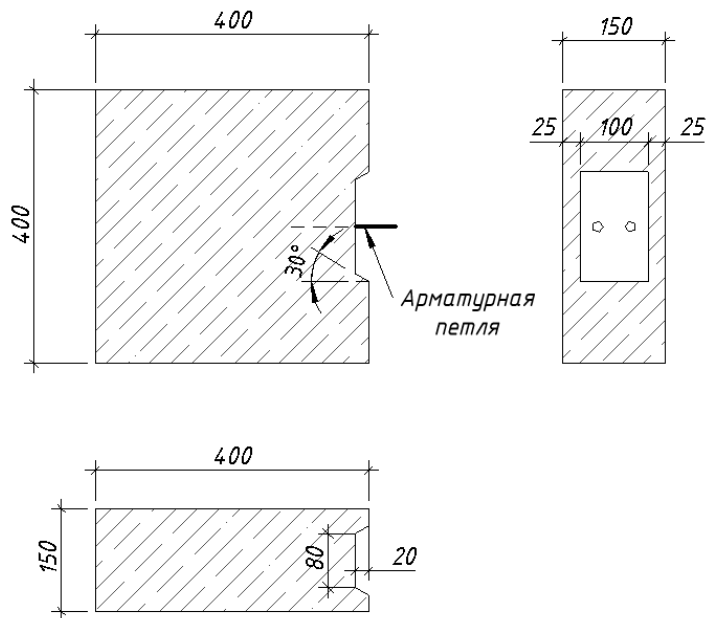


Рис. 2.5 Элемент стеновой панели ШУ(н)

Табл. 2.1

	$A_{loc}, \text{мм}^2$	$d_s, \text{мм}$	n_s	$E_{мон}, \text{Н/мм}^2$	$E_b, \text{Н/мм}^2$	$l_{loc}, \text{мм}$	α^0
ШП15	2 000	6	2	24 000	30 000	250	90
ШП20	2 000	6	2	27 500	30 000	250	90
ШП25	2 000	6	2	30 000	30 000	250	90
ШУ15	2 000	6	2	24 000	30 000	250	30
ШУ20	2 000	6	2	27 500	30 000	250	30
ШУ25	2 000	6	2	30 000	30 000	250	30

Основной характеристикой податливости является коэффициент податливости, равный перемещению, вызванному единичным силовым воздействием. Способность конструктивных элементов деформироваться при внешнем воздействии называется жесткостью. Основной характеристикой жёсткости является коэффициент жёсткости, равный силовому воздействию, вызывающему единичное перемещение.

Коэффициент податливости при сдвиге λ_{τ} ,(мм/Н) принимается равным сумме коэффициентов податливости сечений, примыкающих к соединенным элементам.

Для бетонного шпоночного соединения:

$$\lambda_{\tau,b} = \frac{l_{loc} \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}} \right)}{A_{loc} \cdot n_k} \quad (2.1)$$

l_{loc} - условная высота шпонки, принимается 250мм;

A_{loc} - площадь сжатия шпонки, через которую передается в соединение сжимающее усилие, мм²;

E_b -модуль деформации бетона сборного элемента, Мпа;

E_{mon} - модуль деформации бетона замоноличивания вертикального стыка, Мпа.

Для железобетонного шпоночного соединения расчет ведется для двух стадий: до образования трещин и после. В первом случае, $\lambda_{\tau,s} = \lambda_{\tau,b}$. Во втором случае:

$$\lambda_{\tau,s} = \lambda_{\tau,b} + \lambda_{\tau,m} \quad (2.2)$$

$\lambda_{\tau,m}$ -коэффициент податливости при сдвиге для бесшпоночного соединения сборных элементов с помощью замоноличенных бетонных арматурных связей:

$$\lambda_{\tau,b} = \frac{l_{loc} \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}} \right)}{A_{loc} \cdot n_k} \quad (2.3)$$

$$\lambda_{\tau,m} = \frac{6}{d_s n_s} \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{мон}} \right) \quad (2.4)$$

d_s -диаметр арматурных связей между сборными элементами, мм;

n_s - количество арматурных связей между сборными элементами.

Табл. 2.2

	$\lambda_{\tau,s}$, мм/Н		$K_{\tau,s}$, Н/мм	
	до образования трещин, мм/Н	после образования трещин, мм/Н	до образования трещин, Н/мм	после образования трещин, Н/мм
ШП15	$4,68 \cdot 10^{-6}$	$42,18 \cdot 10^{-6}$	213 675	23 708
ШП20	$4,31 \cdot 10^{-6}$	$38,81 \cdot 10^{-6}$	232 019	25 766
ШП25	$4,12 \cdot 10^{-6}$	$37,12 \cdot 10^{-6}$	242 718	26 940
ШУ15	$4,67 \cdot 10^{-6}$	$42,18 \cdot 10^{-6}$	213 675	23 708
ШУ20	$4,35 \cdot 10^{-6}$	$39,15 \cdot 10^{-6}$	232 019	25 766
ШУ25	$4,16 \cdot 10^{-6}$	$37,46 \cdot 10^{-6}$	242 718	26 940

Согласно [6], расчет вертикальных стыков сборных элементов по прочности выполняется с использованием ряда допущений:

- прочность соединений при действии сдвигающих и нормальных сил проверяется независимо;
- при расчете соединения на усилия сдвига, вызванные общим изгибом стены в собственной плоскости, сдвигающие силы считаются равномерно распределенными между однотипными шпонками (связями), расположенными в пределах высоты одного этажа;
- при расчете учитываются коэффициенты податливости.

Расчет прочности железобетонных шпоночных соединений выполняется для двух стадий работы при сдвиге: до и после образования трещин. Прочность стыка до образования трещин принимается равной несущей способности бетонного шпоночного соединения. После образования трещин расчетная прочность при сдвиге принимается равной меньшему из значений усилий $V_{sh,s}$, $V_{ch,s}$, $V_{crc,s}$ –

сопротивление сдвигу бетонных шпонок.

$$V_{sh,s} = (1 - \eta \cdot \eta_\alpha) \cdot V_{sh,b} + \eta \cdot R_{s,tr} \cdot A_{tr} \leq 1,5 \cdot A_{tr} \cdot R_{s,tr} \quad (2.5)$$

$$V_{c,s} = (1 - \eta \cdot \eta_\alpha) \cdot V_{c,b} + \eta \cdot R_{s,tr} \cdot A_{tr} \leq 1,5 \cdot A_{tr} \cdot R_{s,tr} \quad (2.6)$$

$$V_{crc,s} = A_{tr} \cdot R_{s,tr} \cdot \frac{S_k}{t_k + t_j} \leq 1,5 \cdot A_{tr} \cdot R_{s,tr} \quad (2.7)$$

$V_{sh,b}$ и $V_{c,b}$ – сопротивление сдвигу бетонных шпонок;

$R_{s,tr}$ -сопротивление растяжению поперечной арматуры стыка, принимается

равной не более $R_{s,tr}^{max} = 2.5R_{bt} \cdot A_{sh} / A_{tr}$;

A_{tr} - площадь сечения поперечной арматуры стыка;

t_k -глубина шпонки;

t_j - расстояние между стыкуемыми поверхностями стены.

Согласно [6], при определении сопротивления сдвигу бетонного шпоночного соединения, сопротивление арматурных связей не учитывается. При этом должны быть запроектированы связи воспринимающие силы распора, равных не менее 0,2 ($\eta_\alpha = 0,2$) сдвигающей силы в стыке. Угол наклона площадки смятия к направлению, перпендикулярному плоскости сдвига, должен быть не более 30° , подставив это значение мы всегда получим отрицательный коэффициент распора. При этом в работе [38] экспериментально доказано, что распор образуется при гранях шпонок с углом наклона 90° к площадке смятия. Так, при $\alpha=90^\circ$, $\eta_\alpha = 0,15$. Монолитные шпонки деформируются при сдвиге и отношение их смещений не всегда равны η_α .

Табл. 2.3

	R_b	R_{bt}	$R_{b,loc}$	$A_{sh}, \text{мм}^2$	$A_c, \text{мм}^2$	$A_j, \text{мм}^2$	A_{tr}	$R_{s,tr}$
B15	11	1,10	16,5	3200	2000	60000	28,3	310,75
B20	15	1,35	22,5	3200	2000	60000	28,3	381,38
B25	18,5	1,55	27,75	3200	2000	60000	28,3	437,88

Несущая способность вертикального стыка бетонного шпоночного соединения принимается равной меньшему из значений усилий $V_{sh,b}$, $V_{c,b}$, $V_{crc,b}$ – усилия среза, смятия и образования наклонных трещин.

$$V_{sh,b} = 1,5 \cdot R_{bt} \cdot A_{sh} \quad (2.8)$$

$$V_{c,b} = R_{b,loc} \cdot A_c \quad (2.9)$$

$$V_{crc,b} = 0,7 \cdot R_{bt} \cdot A_j \quad (2.10)$$

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона замоноличивания стыка на растяжение;

$R_{b,loc}$ - сопротивление шпонки местному смятию, принимаемое равным $1,5R_b$;

A_{sh} - площадь среза шпонки;

A_c - площадь смятия шпонки;

A_j -площадь поперечного сечения стыка, приходящаяся на одну шпонку;

$$A_j = s_k \cdot b_{mon} \quad (2.11)$$

s_k -шаг шпонки;

b_{mon} -размер по толщине стены полости замоноличивания стыка.

Табл. 2.4

	$V_{sh,b}$, Н	$V_{c,b}$, Н	$V_{crc,b}$, Н	$V_{sh,s}$, Н	$V_{c,s}$, Н	$V_{crc,s}$, Н
ШУ15	5280	33000	46200	9922,9	71279,96	13191,34
ШУ20	6480	45000	56700	12178,2	97198,88	16189,58
ШУ25	7440	55500	65100	13982,4	119878,55	18588,0
ШП15	5280	33000	46200	10081,33	72269,96	13191,34
ШП20	6480	45000	56700	12372,63	98548,88	16189,58
ШП25	7440	55500	65100	14205,6	121543,55	18588,0

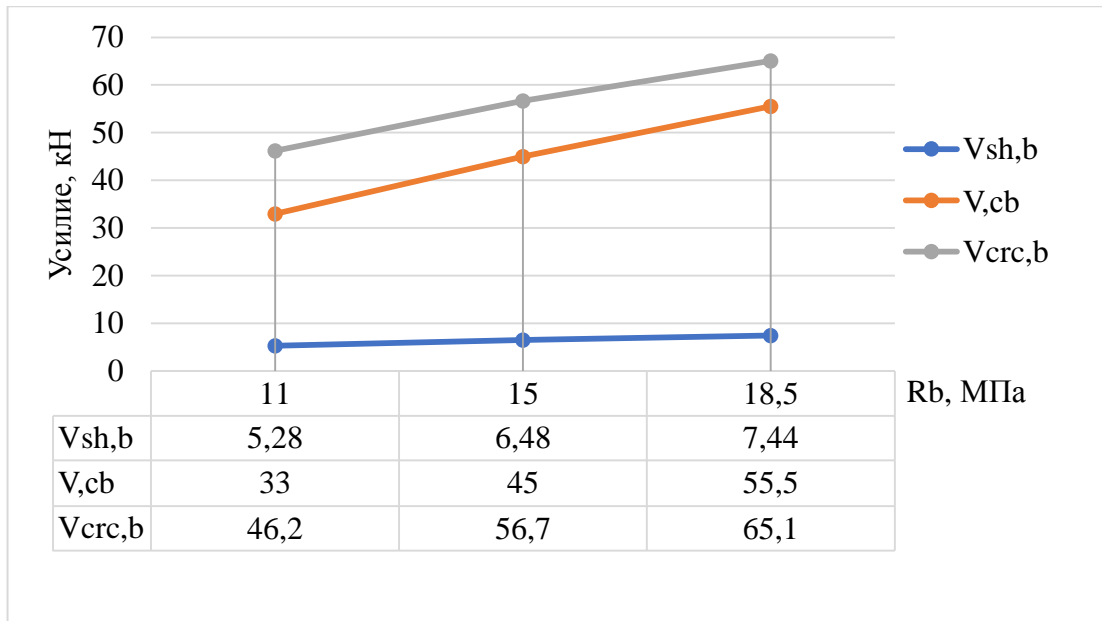


Рис. 2.6 Усилия в вертикальном стыке до образования трещин

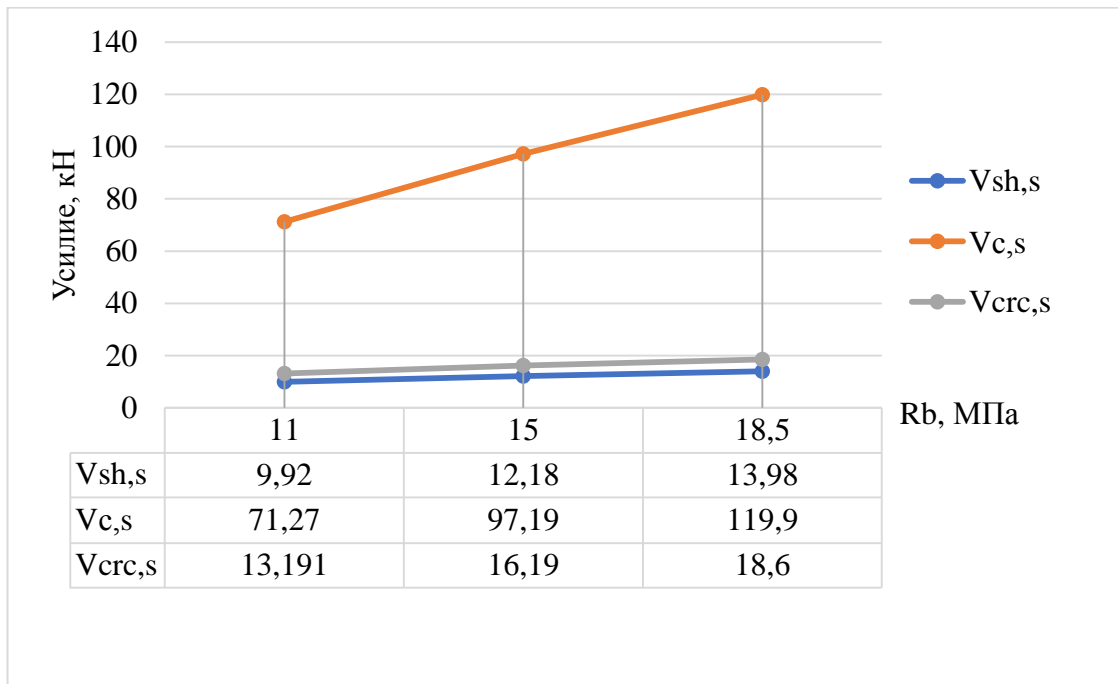


Рис. 2.7 Усилия в вертикальном стыке после образования трещин

2.3. Сравнительный анализ прочностных характеристик вертикального шпоночного соединения

Основная проблема, с которой сталкиваются при проектировании крупнопанельных зданий – это отсутствие единой методики расчета и конструктивных требований при их проектировании. Существующие методы определения несущей способности монолитных шпоночных стыков основаны на

различных предпосылках, учитывают характер разрушения стыка, двухосное напряженное состояние, стадии разрушения и опираются на результаты экспериментов, выполненные авторами данных исследований. Но даже эти данные и существующие методики дают различные между собой результаты. На момент написания данной работы, [6] не был введен, а при проектировании и расчете основных прочностных характеристик вертикального стыка, инженерам приходилось использовать различные действующие документы и научные предположения. Одним из таких документов является [7], который содержит рекомендации по расчету крупнопанельных зданий с применением гибких стальных петлевых соединений.

В данном разделе автором представлен анализ прочности вертикального шпоночного стыка на основании двух действующих методик [6] и [7]. Расчет произведен шпонок с наклонными гранями стенок. Класс бетона заполнения – В25. Расчет и прочностные характеристики шпоночного стыка по методике [6] представлены в разделе 2.3 данной работы.

Согласно [7], сдвиговое вертикальное усилие, приходящееся на стык стеновых панелей, приводит к деформациям шпоночного стыка, при этом работу соединительных арматурных связей рекомендуется не учитывать. Также отмечено, что смещение вертикального шпоночного стыка допускается принимать равным 0,5мм/м, при отсутствии экспериментальных данных, подтверждающих обратное.

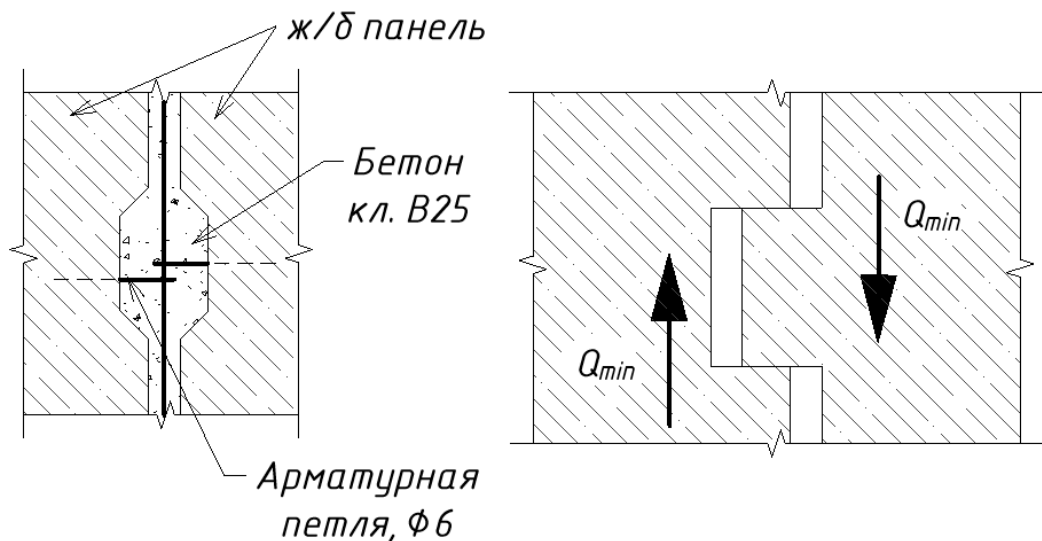


Рис. 2.6 Расчетная схема вертикального стыка при сдвиге стеновых панелей.

Сдвиговое усилие, приходящееся на стык, принимается равной несущей способности шпоночного стыка, определяемой по формулам:

$$Q_1 = R_b \cdot l_k \cdot t_k \cdot n_k \quad (2.11)$$

$$Q_2 = 1.5R_{bt} \cdot l_k \cdot h_k \cdot n_k \quad (2.12)$$

R_b - расчетное сопротивление бетона шпонки на сжатие;

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона шпонки на растяжение;

l_k - ширина шпонки;

t_k - глубина шпонки;

h_k - высота шпонки;

n_k - кол-во шпонок.

Соответственно жесткость вертикального стыка на сдвиг:

$$K = \frac{Q}{\Delta} \quad (2.13)$$

$Q = Q_{\min}$ -сдвиговое вертикальное усилие, приходящееся на 1м.п., Q_{\min} (Q_1 , Q_2);

Δ -смещение стыка, вызываемое усилием Q и равное 1мм/м.п.

Результаты расчета предоставлены в таб. 2.5

Табл. 2.5

К, Н/мм	СП 335.1325800.2017	СТО 36554501-2012
До образования трещин	272 718	74 000
После образования трещин	26 940	

Значения жесткости вертикального стыка, рассчитанного по двум действующим методикам, имеют отличительный характер. Разница в жесткостях обусловлена учетом фактических жесткостных характеристик материалов, диаметров петлевых стержней, а также двух стадий работы шпонок, что не учтено в методике расчета по [7].

2.4. Расчетная модель стыкового соединения.

ПК Лира — многофункциональный программный комплекс для проектирования и расчёта строительных и машиностроительных конструкций различного назначения. Получить аналитическое решение уравнений механики, отражающих напряжено-деформированное состояние многочисленных элементов конструкций, практически нереально. Поэтому подобные системы уравнений решаются приближенно с помощью численных методов. С этой целью в ПК ЛИРА используется метод конечных элементов (МКЭ).

Редакторы ПК ЛИРА позволяют проектировать железобетонные конструкции, а также работать в режиме проверки прочности стержневых элементов с заданными характеристиками. С помощью конструирующих редакторов результатов расчета и подбора оптимальных параметров отображается в виде деформированных схем, мозаик, изолиний, изополей перемещений и напряжений, эпюр внутренних усилий, как для всей схемы, так и для фрагментов и отдельных узлов конструкции.

Учёт геометрической нелинейности позволяет рассчитывать конструкции изначально геометрически неизменяемые (гибкие плиты и балки, гибкие фермы и др.), и изменяемые (канаты, вантовые фермы, вантовые покрытия, тенты, мембраны и др.), для расчёта которых необходимо изначально определить равновесную форму под заданную нагрузку.

Численные исследования вертикального шпоночного соединения узла стеновых панелей проведены для двух типов шпонок с углом наклона граней 90° и 30° , а также с учетом бетона омоноличивания класса В15, В20 и В25.

Укрупненный алгоритм расчета одношпоночного вертикального стыка:

1. Задание геометрических данных, моделирующих узел соединения двух стеновых панелей при помощи шпоночного стыка;
2. Назначение физических характеристик конструктивным элементам;
3. Задание коэффициента жесткости узлового соединения;
4. Задание нагрузок и воздействий.

Результаты расчета представлены на рис. 2.7-3.2.

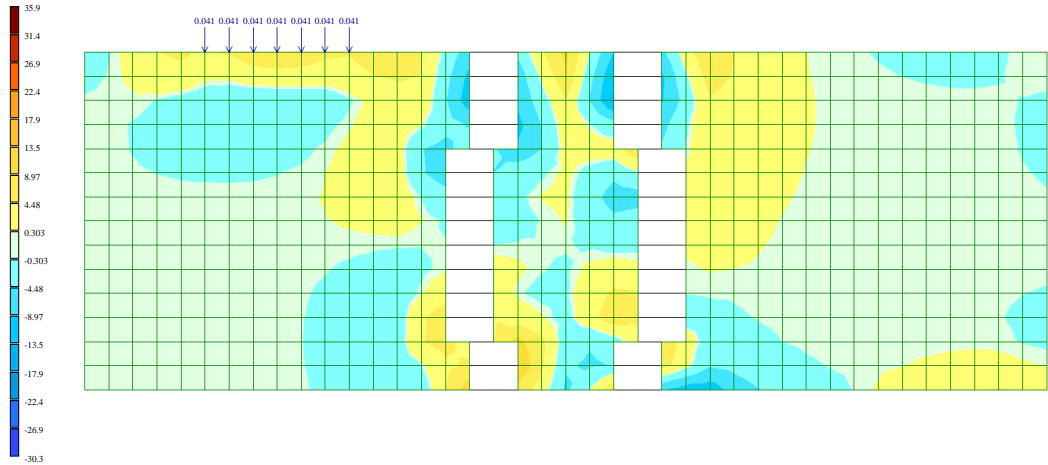


Рис. 2.7 Изополя напряжений σ , т/м^2 вертикального стыка с прямыми гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В15 – ШП15 при нагрузке $T=20\text{кН}$.

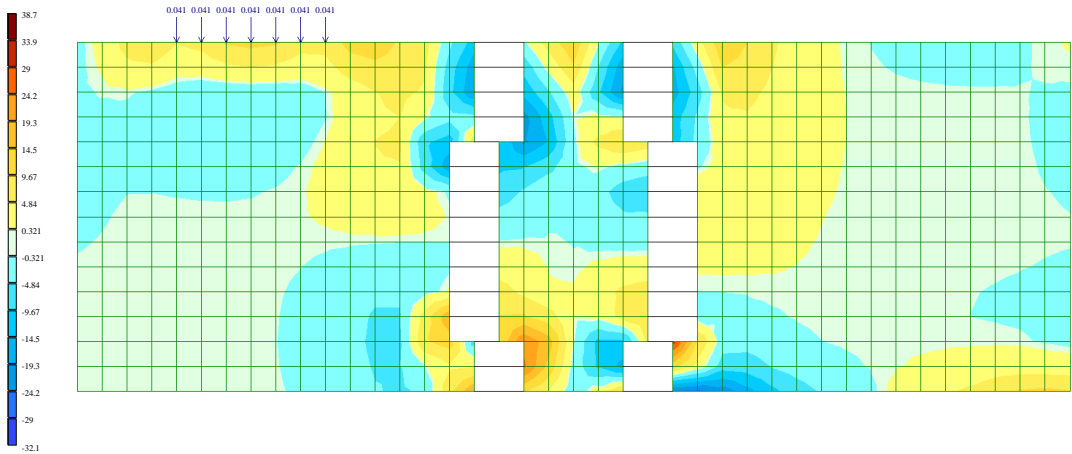


Рис. 2.8 Изополя напряжений σ , т/м^2 вертикального стыка с прямыми гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В20 – ШП20 при нагрузке $T=20\text{кН}$.

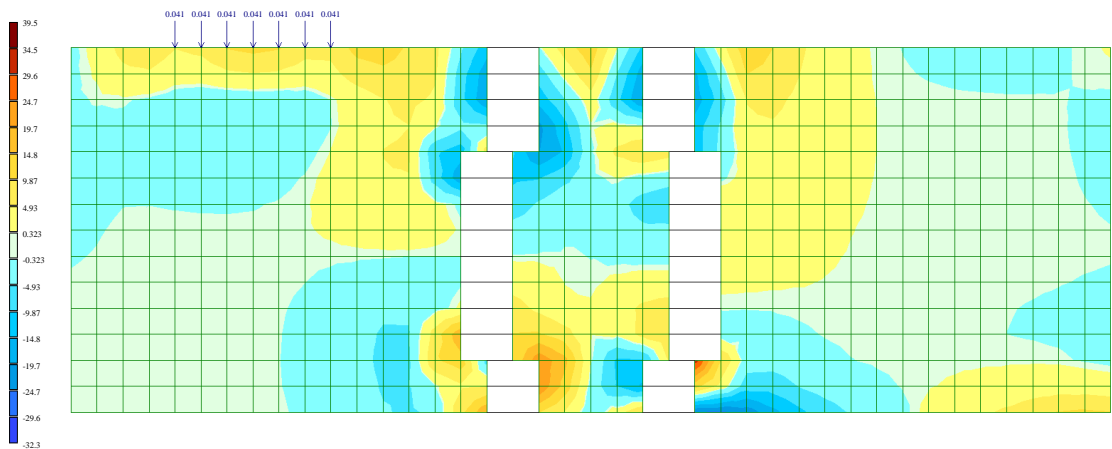


Рис. 2.9 Изополя напряжений σ , т/м^2 вертикального стыка с прямыми гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В25 – ШП25 при нагрузке $T=20\text{кН}$.

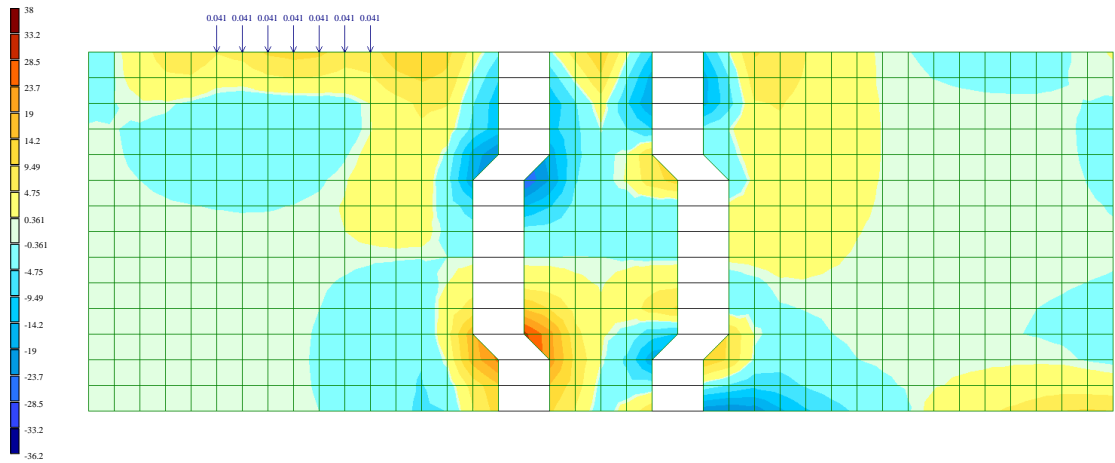


Рис. 2.10 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В15 – ШУ15 при нагрузке $T=20$ кН.

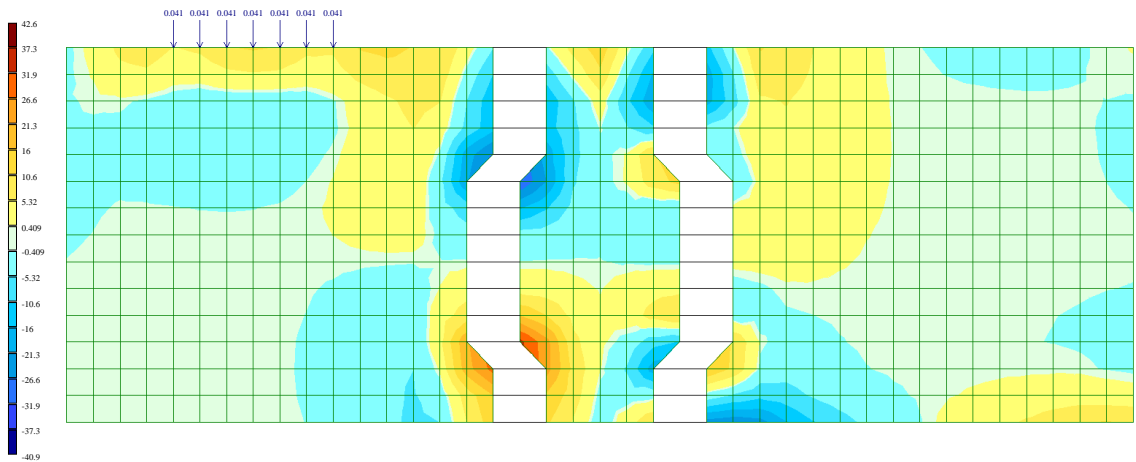


Рис. 2.11 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В20 – ШУ20 при нагрузке $T=20$ кН.

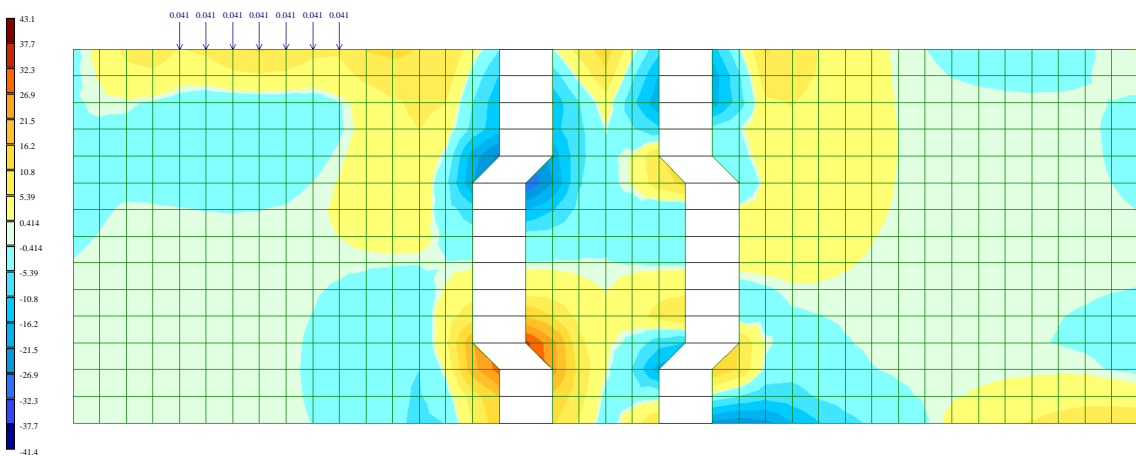


Рис. 2.12 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В25 – ШУ25 при нагрузке $T=20$ кН.

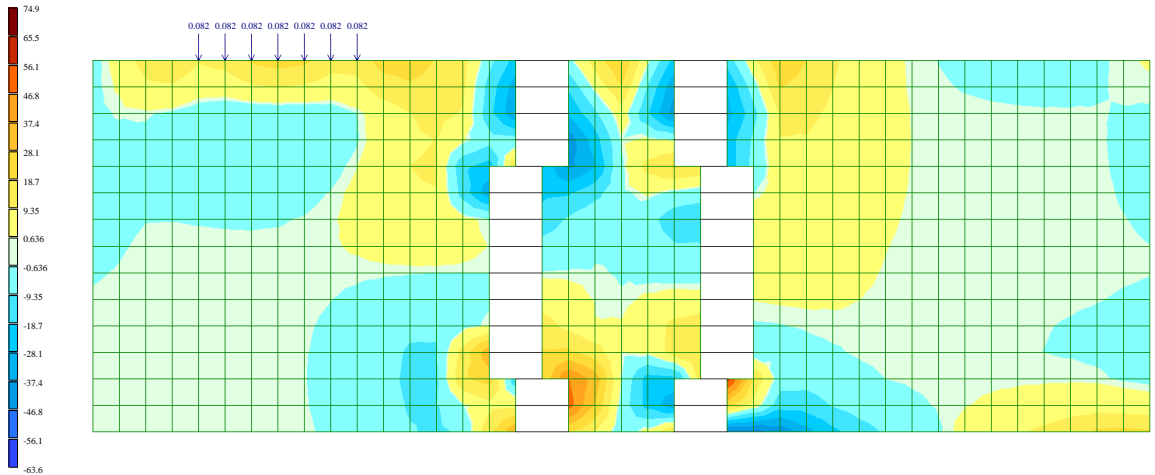


Рис. 2.13 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с прямыми гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В15 – ШП15 при нагрузке Т=40кН

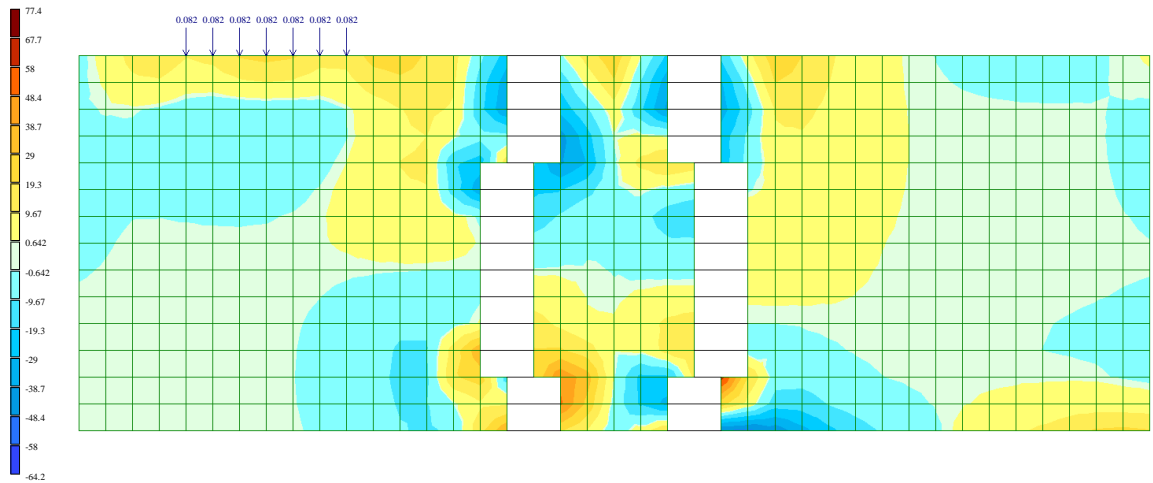


Рис. 2.14 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с прямыми гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В20 – ШП20 при нагрузке Т=40кН

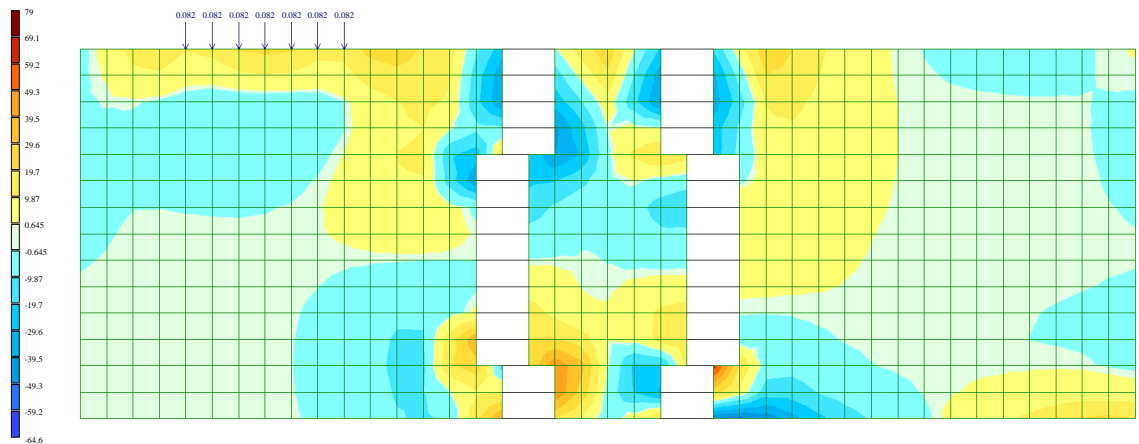


Рис. 2.15 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с прямыми гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В25 – ШП25 при нагрузке Т=40кН

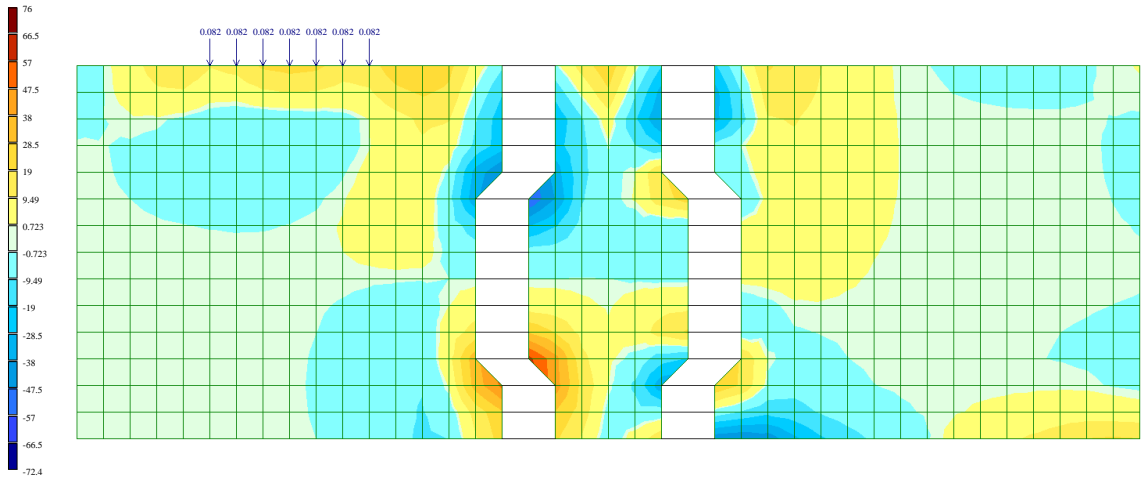


Рис. 2.16 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В15 – ШУ15 при нагрузке $T=40$ кН.

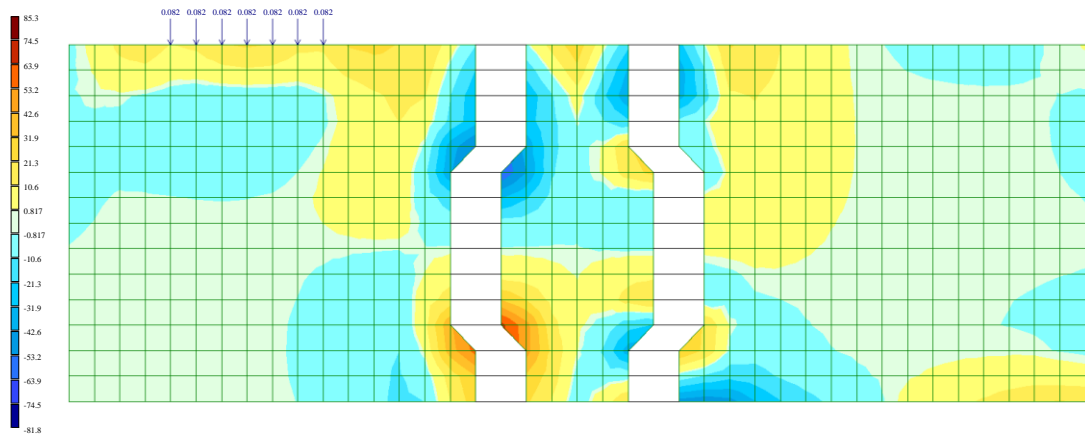


Рис. 2.17 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В20 – ШУ20 при нагрузке $T=40$ кН

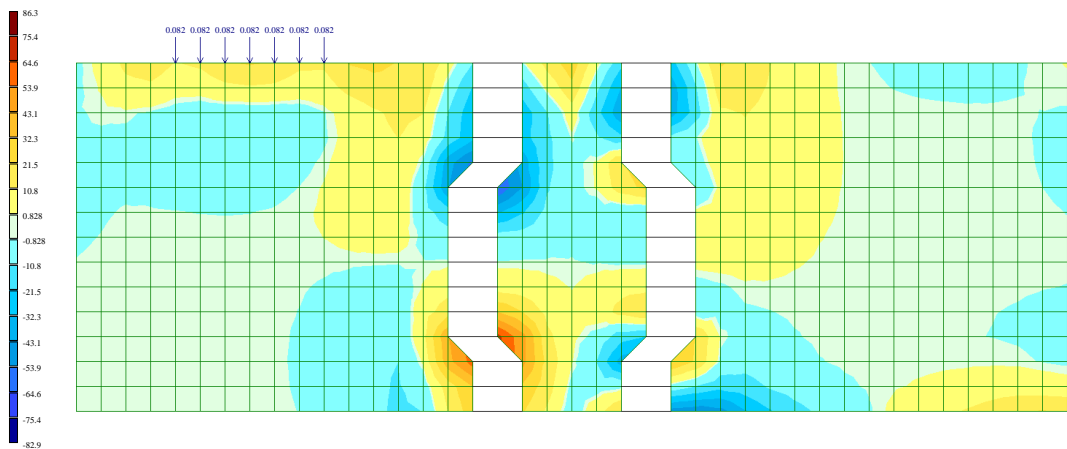


Рис. 2.18 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В25 – ШУ25 при нагрузке $T=40$ кН

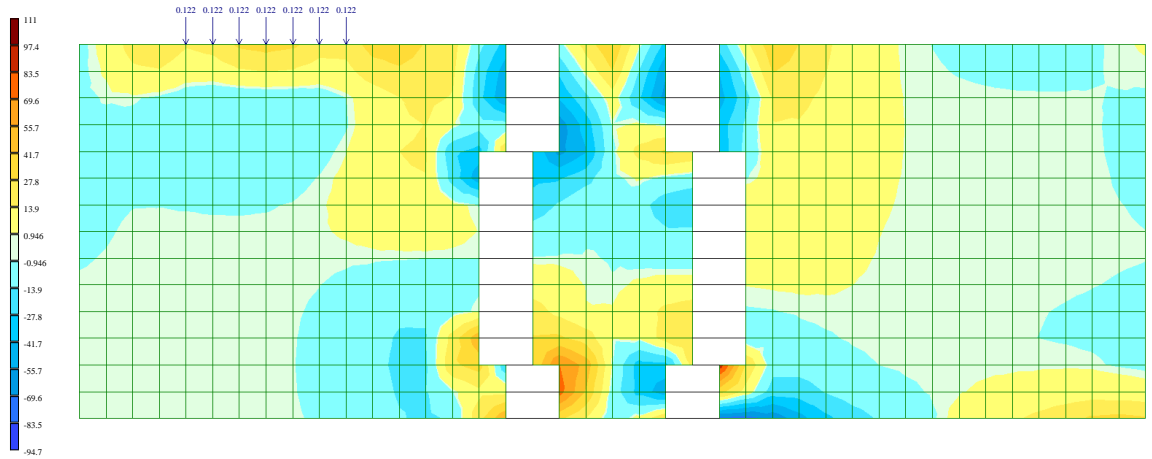


Рис. 2.18 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В15 – ШП15 при нагрузке Т=60кН

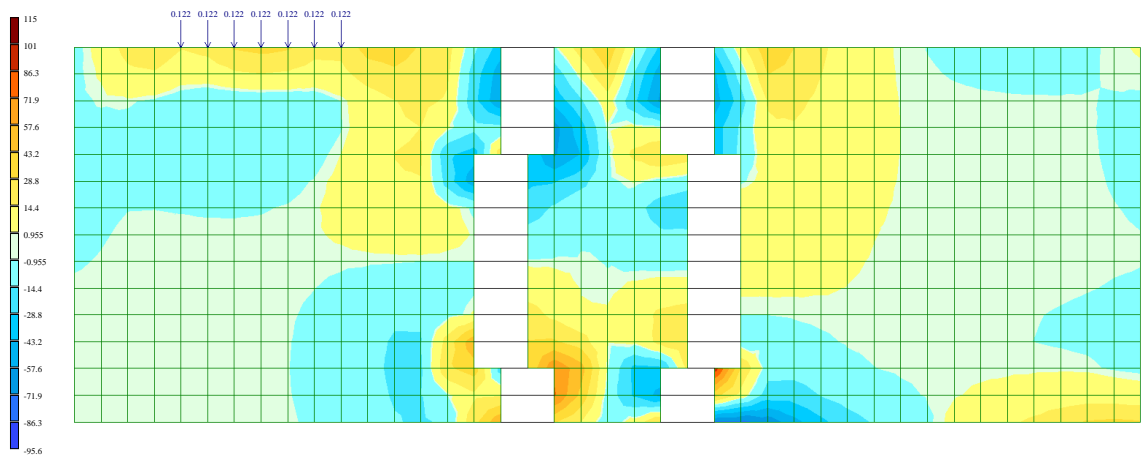


Рис. 2.19 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В20 – ШП20 при нагрузке Т=60кН

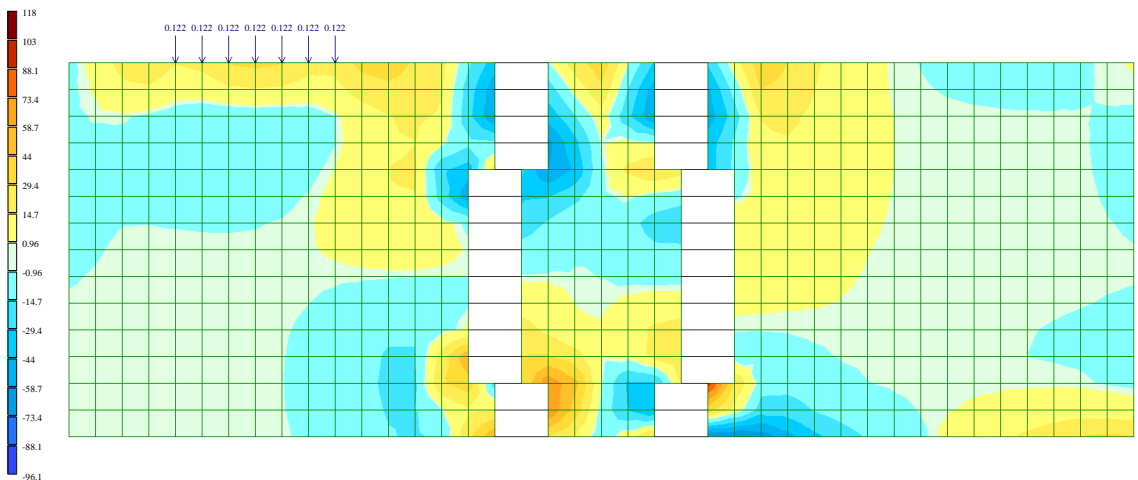


Рис. 2.20 Изополя напряжений σ , т/м² вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В25 – ШП25 при нагрузке Т=60кН

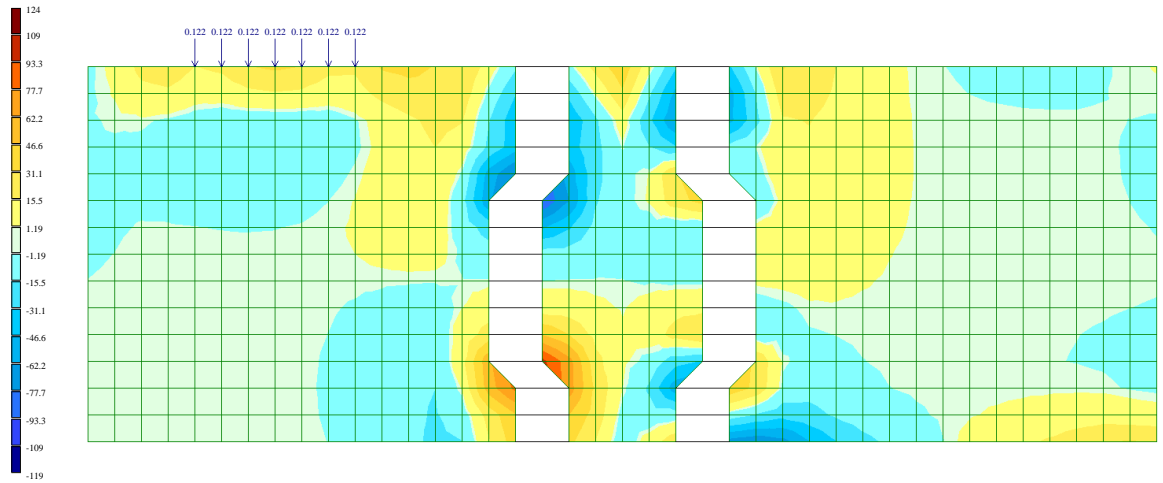


Рис. 2.21 Изополя напряжений σ , t/m^2 вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В15 – ШУ15 при нагрузке $T=60\text{kH}$

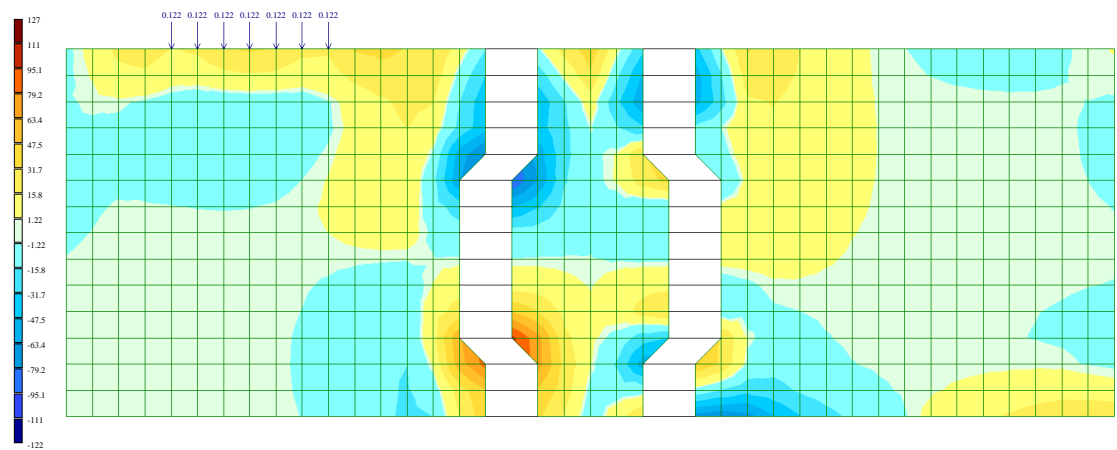


Рис. 2.22 Изополя напряжений σ , t/m^2 вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В20 – ШУ20 при нагрузке $T=60\text{kH}$

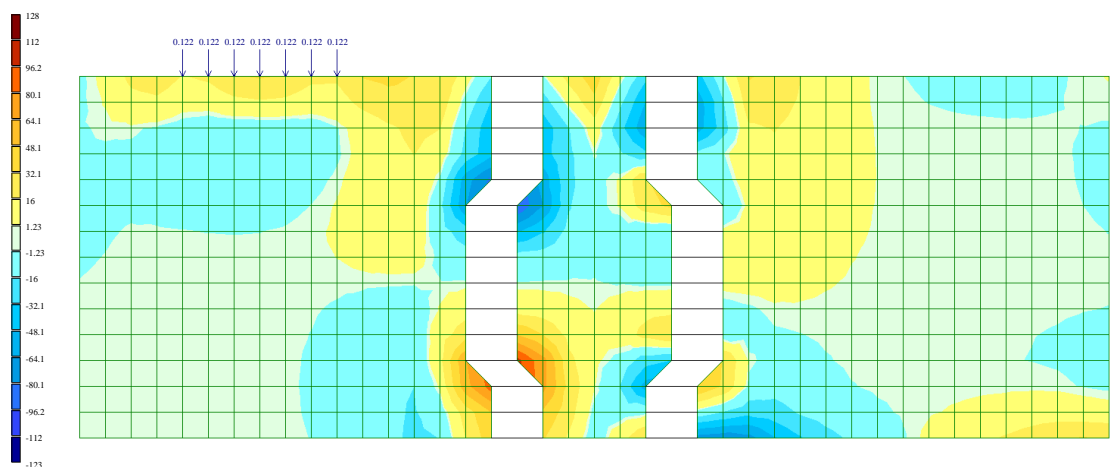


Рис. 2.23 Изополя напряжений σ , t/m^2 вертикального стыка с наклонными гранями шпонок и бетоном омоноличивания класса В25 – ШУ25 при нагрузке $T=60\text{kH}$

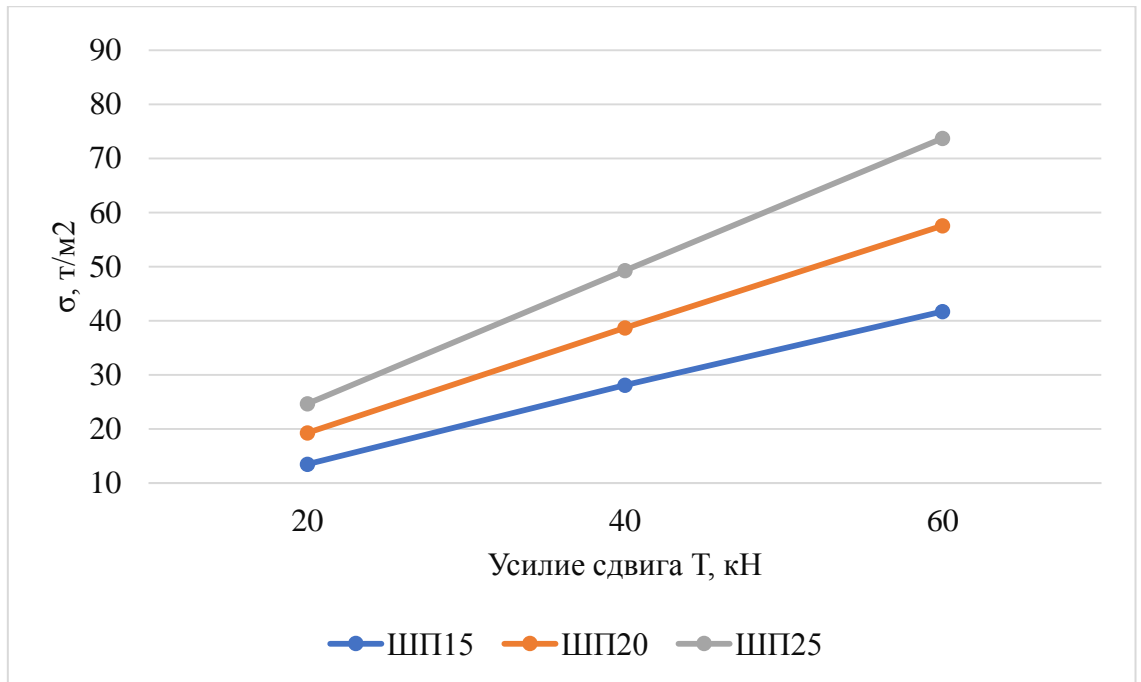


Рис. 2.24 График распределения напряжений σ , т/м² вертикального шпоночного стыка с прямой гранью шпонки в зависимости от бетона омоноличивания.

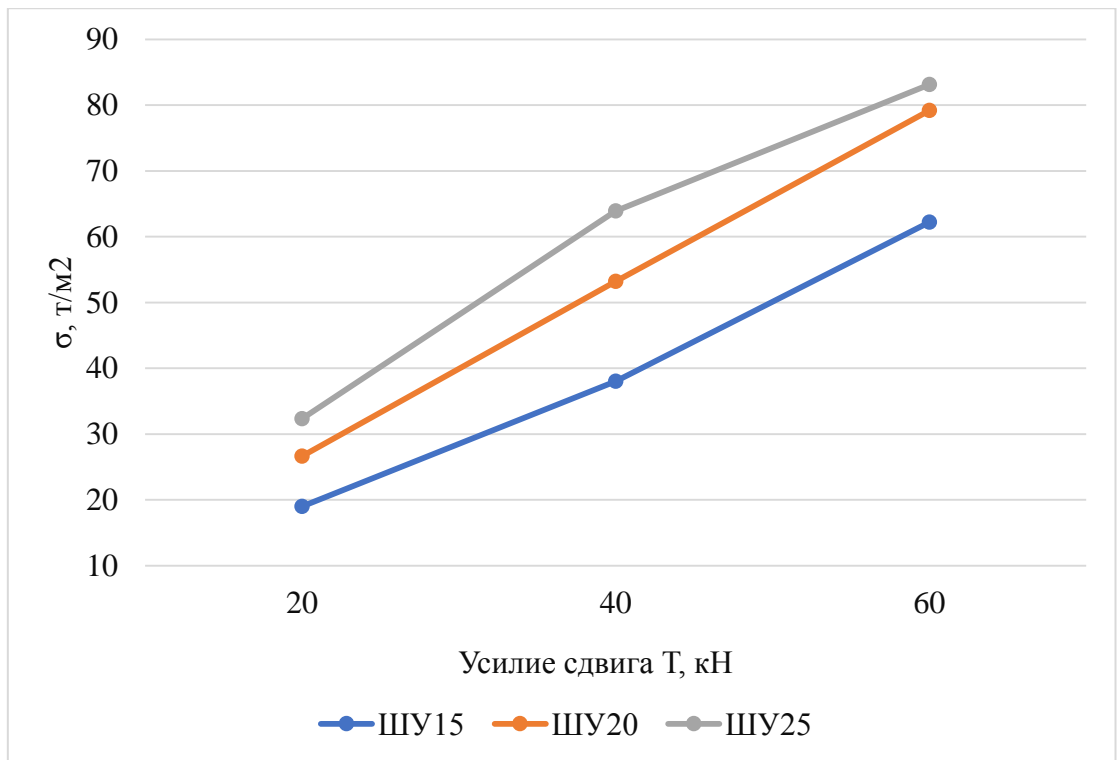


Рис. 2.25 График распределения напряжений σ , т/м² вертикального шпоночного стыка с наклонной гранью шпонки в зависимости от бетона омоноличивания.

2.5. Вывод по 2 главе

По результатам второй главы исследуемой работы можно сделать следующие выводы:

1. Представлены существующие инженерные методы расчета шпоночных соединений, в том числе методы конечных элементов.

2. Проведены теоретические исследования определения несущей способности вертикального шпоночного стыка для двух стадий работы: до и после образования трещин. При этом расчеты выполнены для различных классов бетона омоноличивания и угла наклоны граней шпонки. Отмечено, что в действующих нормативах не учтен угол наклона шпонки 90^0 , при этом экспериментальные данные говорят об образовании распора и в этом случае.

3. Проведен сравнительный расчет по определению прочностных характеристик вертикального шпоночного стыка по двум действующим методикам [6] и [7]. Разница в жесткостях обусловлена учетом фактических жесткостных характеристик материалов, диаметров петлевых стержней, а также двух стадий работы шпонок, что не учтено в методике расчета [7].

4. Выполнено моделирование и расчет вертикального шпоночного стыка для различных классов бетона омоноличивания и угла наклоны граней шпонки в ПК ЛИРА.

5. По результатам численного моделирования получены значения напряжений, возникающих от сдвиговых усилий в вертикальном шпоночном стыке. Построены графики напряжений, возникающие при различной нагрузке с учетом работы шпоночного стыка до и после образования трещин в зависимости от класса бетона омоноличивания и угла наклона внутренних граней шпонки.

ГЛАВА 3. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ ВЕРТИКАЛЬНОГО СТЫКА ПАНЕЛЕЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЖЕСТКОЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

В данной главе представлена методика проведения испытаний и обработки экспериментальных данных. При проектировании опытных образцов приняты фрагменты узла вертикального стыка двух стеновых панелей с одношпоночным соединением – линейный шпоночный узел. Описаны результаты проведенных испытаний.

3.1 Объект исследования и лабораторное оборудование

Целью исследования является изучение сдвигающего усилия вертикального шпоночного стыка с жесткой арматурной петлей и шпонки с прямой и наклонной внутренней гранью.

Основными варьируемыми параметрами, которые используются при проведении экспериментального исследования: класс бетона и конструкция шпонки.

Основные прочностные характеристики материалов образцов, полученные при испытании разрушающим методом, представлены в табл.3.4. Нормативные показатели приняты согласно [3].

Гидравлический пресс типа П-50.

Для экспериментальных исследований был использован пресс лабораторный испытательный гидравлический типа П-50, предназначенный для испытаний образцов изделий строительных материалов на сжатие и проверки стандартных Прессы П-50 оснащены силоизмерителем. Отображение создаваемой на образец нагрузки выводится на аналоговый циферблат. Нагружающий модуль прессов оснащены двумя вертикальными колоннами, с помощью центрального винта вручную перемещается подвижная траверса. Данный пресс выпускается в соответствии с ГОСТ 8905-73. Технические характеристики прессы П-50 представлены в табл. 3.2.



Рис. 3.1 Испытательный пресс П-50

Табл. 3.1

Наименование параметра	Значение
Наибольшая создаваемая нагрузка, кН	500
Тип привода и силоизмерителя	Электрогидравлический, торсионный
Отображение данных испытания	Аналоговый циферблат
Диапазон измерения основной / дополнительный, кН	50-500
Погрешность при нагружении, %	+/-2
Рабочий ход гидравлического поршня, мм	50
Высота рабочего пространства, включая ход гидравлического поршня, мм	630
Максимальная скорость перемещения гидравлического поршня,	78

мм/мин	
Расстояние между колоннами, мм	345
Размеры плит сжатия, мм	320x320
Габаритные размеры (ДxШxВ), мм, не более	1200x950x225000
Масса испытательной машины, кг, не более	950
Мощность, кВт	3,5
Электропитание, В/Гц	380/50

Многоканальный измерительный комплекс TDS-530

Для определения деформаций использовался регистрирующий прибор TDS-530 - это многоканальный измерительный усилитель, предназначенный для осуществления статических измерений позволяющий подключать тензометрические датчики с базой 60мм. Данный измерительный комплекс позволяет регистрировать деформации материалов посредством использования тензорезисторов с базой 60мм. Данные тензорезисторы наклеиваются на подготовленную поверхность элементов панели и бетона омоноличивания вертикального стыка при помощи цианоакрилатного клея. В базовой комплектации комплекс способен обрабатывать до 30 каналов.



Рис. 3.2 Общий вид многофункционального измерительного прибора TDS-530.

Микроскоп отсечный типа МПБ-2

Микроскоп отсчетный типа МПБ-2 предназначен для измерения линейных размеров лунки, образующейся на поверхности исследуемого материала от вдавливания шарика под определенной нагрузкой (определение твердости по методу Бринеля). В принципе работы микроскопа лежит сравнение изображения отпечатка, получаемого от вдавливания шарика в исследуемый материал под определенной нагрузкой, со шкалой сетки. Для измерения, микроскоп устанавливается основанием на испытуемый образец так, чтобы отверстие в основании было по возможности концентрично с измеряемым отпечатком, а окно в колонке находилось против внешнего источника света. Наблюдая в окуляр и вращая окулярное кольцо, установить резкое изображение шкалы сетки.



Рис. 3.3 Общий вид микроскопа отсечного типа МПБ-2.

Табл. 3.2

Максимальный диаметр измеряемого отпечатка, мм	6,5
Цена деления шкалы, мм	0,05
Поле зрения, мм, не менее	8,5
Увеличение микроскопа, крат	24±5%
Предел допускаемой основной погрешности при измерении микроскопом:	
на длине до 2мм (на любом интервале шкалы), мм	±0,01
на всей длине шкалы, мм	±0,02
Оцифровка шкалы	через 1мм

Подготовка опытных образцов.

Опалубочная форма для создания шпонки при омоноличивании стыка выполнена из стального листа с толщиной стенки $t = 0,2\text{ мм}$. Технические параметры представлены в табл. 3.1.

Табл. 3.3

Наименование	Конструктивный чертеж	Образец
ШП $t_k = 20\text{ мм}$ $l_k = 160\text{ мм}$ $h_k = 100\text{ мм}$ $\alpha = 90^\circ$		
ШПУ $t_k = 20\text{ мм}$ $l_k = 160\text{ мм}$ $h_k = 100\text{ мм}$ $\alpha = 30^\circ$		

Чертежи опалубочной формы образцов выполнены согласно рис. 3.2.

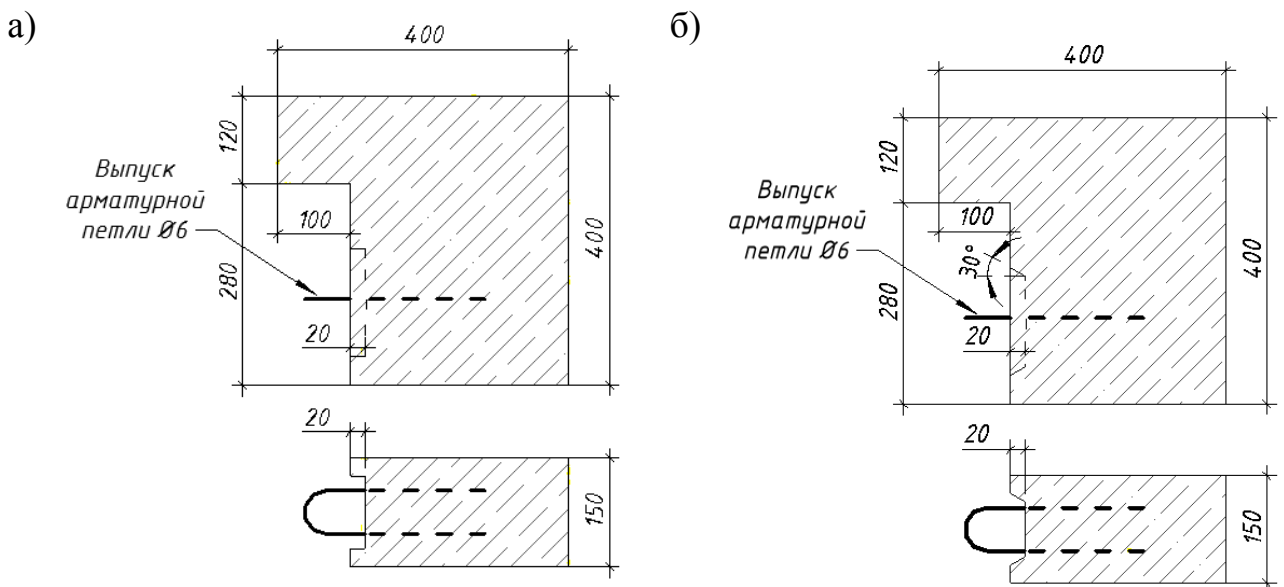


Рис. 3.4 а) элемент стеновой панели ШП; б) элемент стеновой панели ШПУ.

Для проведения экспериментального исследования были изготовлены натурные узловые соединения вертикального шпоночного стыка ШП и ШПУ. Готовый образец представляет собой линейный шпоночный узел сопряжения двух стеновых панелей размером 700x570 мм с выпусками стержневых петель Ø6мм А2400 в поперечном направлении и арматурным стержнем Ø12мм А400 в продольном направлении. Подготовка образцов проходила в три этапа:

- сборка опалубочной формы с установкой шпонки ШП и ШПУ;
- заливка бетоном класса В25 элементов стеновой панели;
- заливки вертикального шпоночного соединения бетоном класса В15(20;25).

Набор прочности бетона осуществлялся на протяжении 28 суток при нормальных условиях.



Рис. 3.5 Общий вид подготовки образцов вертикального шпоночного стыка.

3.2 Методика и планирование экспериментальных исследований

Планирование эксперимента (англ. Experimental design techniques) — комплекс мероприятий, направленных на эффективную постановку опытов. Задачей любого экспериментального исследования является установление объективных закономерностей, которые выражаются зависимостями различных факторов друг от друга, для последующего использования найденных зависимостей в управлении исследуемыми процессами.

Методика планирования эксперимента исследования по определению

напряженно-деформированного состояния вертикального шпоночного стыка зависит от прочности бетона омоноличивания стыка и угла наклона граней шпонки. Тип данного исследования можно отнести к полнофакторному эксперименту первого порядка для двух переменных.

Фактор «а» - учитывает прочность бетона омоноличивания: В15, В20 и В30.

Фактор «b» - учитывает угол наклона шпонки: 30° и 90° .

Изучение прочностных свойств проводили на образцах и на основе численного моделирования. В ходе исследований фиксировали значения деформации образцов от приложенной нагрузки.

Произведем усреднение полученных значений результатов по каждому из первичных факторов (таблица 3.4). Нанося полученные средние значения величин на график (рисунок 3.6) получим зависимости результатов прочности от каждого из факторов в отдельности при средних значениях прочих факторов [46].

Табл. 3.3

a \ b	B15	B20	B25	Сумма	Δ_{cp}
30°	28,3	31,7	32,1	92,1	30,7
90°	13,3	28,8	29,4	71,5	23,8
Сумма	41,6	60,5	61,5	163,6	
Δ_{cp}	20,8	30,25	30,75		27,25

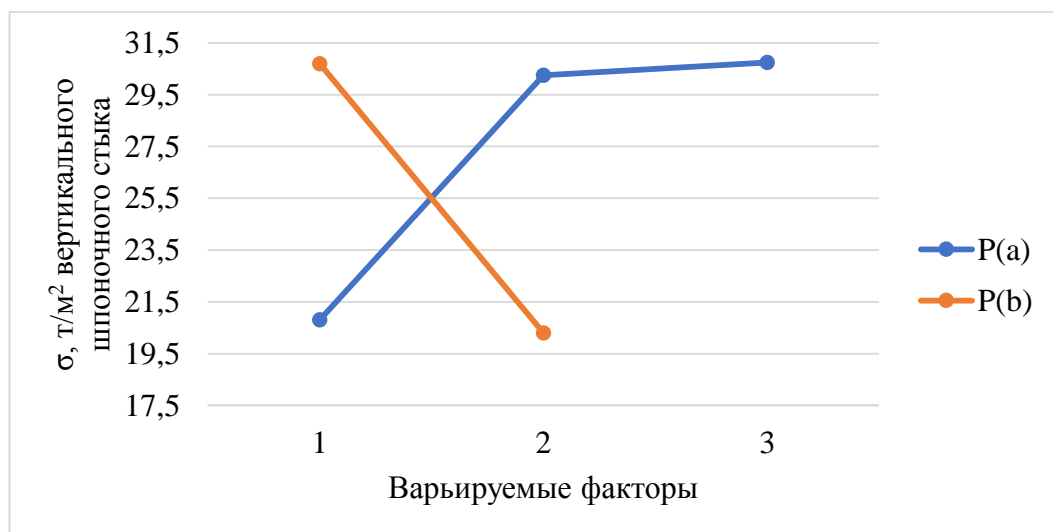


Рис. 3.6 Теоретическая зависимость прочности от основных факторов.

Полученная на рисунке 3.6 показывает степень влияния каждого фактора на теоретическую прочность опытных образцов. Так наибольшее влияние оказывает класс бетона омоноличивания – «а», затем угол наклона граней шпонки – «b».

3.3 Проведение испытаний опытных образцов вертикального шпоночного стыка

Испытания проводились в лаборатории строительных конструкций имени В.Ю. Щуко на базе Владимирского государственного университета.

Задача экспериментальных исследований:

- определение особенностей работы шпоночного соединения на сдвиг в зависимости от марки бетона омоноличивания;
- определение особенностей работы шпоночного соединения на сдвиг в зависимости от угла наклона граней шпонки;
- определение несущей способности линейного вертикального стыка одношпоночного соединения;
- определение характера разрушения линейного вертикального стыка одношпоночного соединения.

Испытуемые образцы помещались на испытательный стенд. К поверхности испытуемых образцов были закреплены тензометры. Перед началом испытаний была определена прочность бетона раствора шва омоноличивания и бетона элемента стеновой панели. Прочность определялась разрушающим методом на испытательном прессе П-50 для стандартных образцов 100x100мм. Значения прочностных характеристик образцов куба занесены в табл. 3.4



Рис. 3.5 Определение прочности бетона шва омоноличивания и бетона стеновой панели.

Образцы линейного вертикального стыка, так же испытывались на гидравлическом прессе П-50. С одной стороны образец был закреплен непосредственно на опорной плите прессы, с другой стороны образец был зафиксирован на неподвижной опоре (рис.3.5). Нагрузка на испытываемые образцы передавалась пошагово до полного разрушения узла соединения вертикального стыка. Испытания проходили в нормальных условиях при положительной температуре. Внешнее состояние образцов оценивалось на каждом этапе нагружения. Производилась фиксация образования трещин, замерялась ширина их раскрытий. При ширине раскрытия трещин более 3 мм, путем увеличения нагрузки, образцы доводили до полного разрушения.

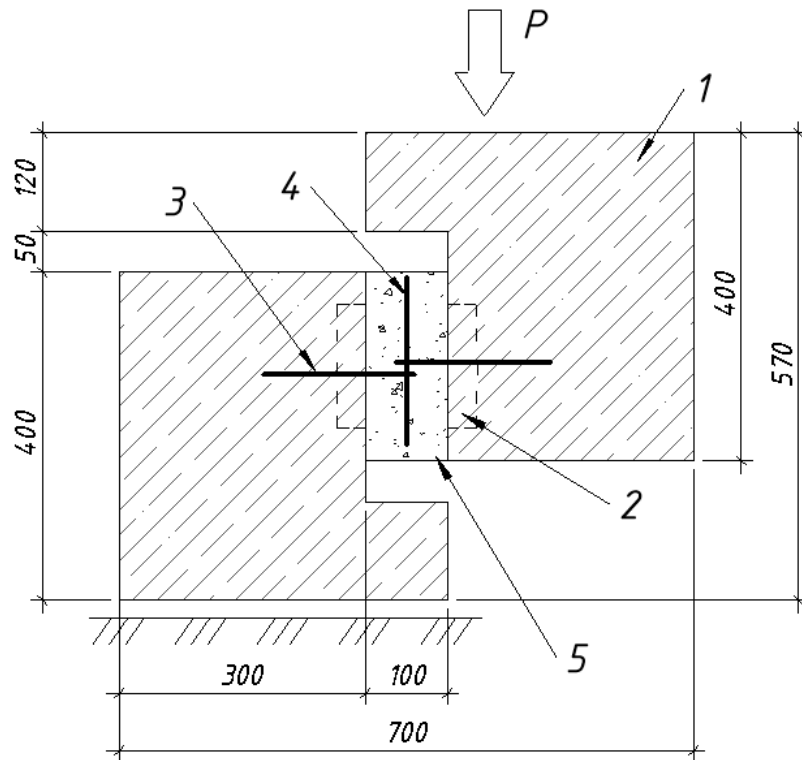


Рис. 3.5 Схема испытания образца линейного вертикального стыка: 1-элемент стеновой панели; 2-шпонка вертикального стыка (ШП,ШПУ); 3- выпуски стержневых петель $\varnothing 6$ мм А240 в поперечном направлении; 4- арматурный стержень $\varnothing 12$ мм А400 в продольном направлении; 5-бетон омоноличивания шпонки В15(В20;В25).



Рис. 3.5 Общий вид экспериментальной установки и подготовка образцов.

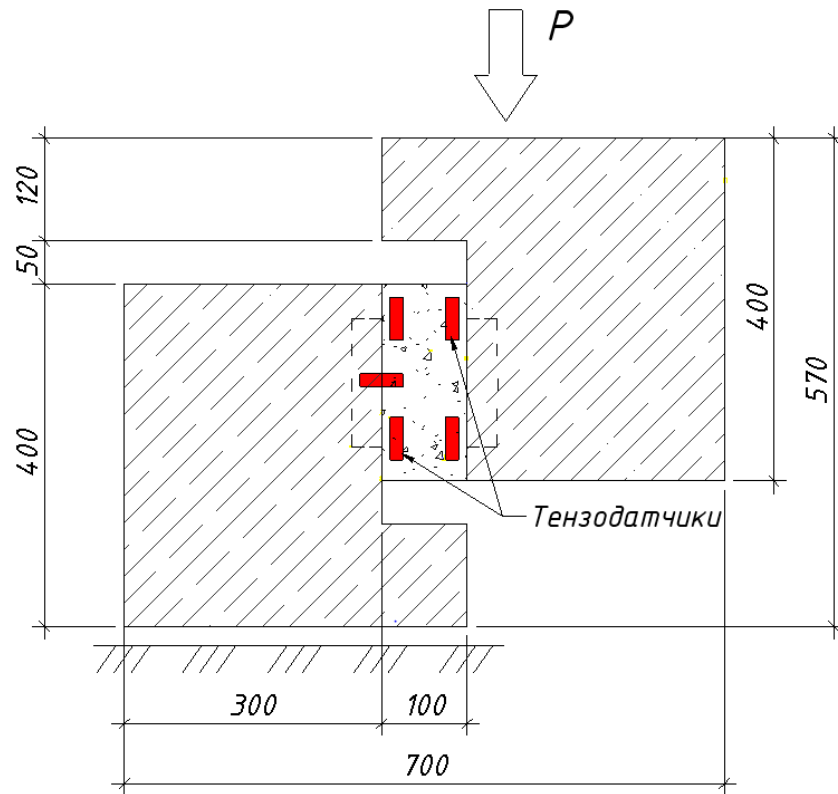


Рис. 3.4 Схема расположения измерительных приборов.



Рис. 3.6 Общий вид экспериментальной установки с монтированным образцом вертикального шпоночного стыка и подключенным многоканальным измерительным комплексом TDS-530.

3.4 Результаты испытаний и обработка данных

Разрушение образцов типа ШП и ШПУ происходило по бетону омоноличивания параллельно плоскости стеновой панели. Форма образования трещин и схема разрушения образца представлена на рис.3.7-3.8. В ряде образцов наблюдалось появление наклонных трещин ($b=0,06\text{мм}$) монолитной шпонки под углом 32° - 35° . Максимальная, разрушающая нагрузка для образцов ШП15,20,25 составляла 28,3; 42,3; 60,7 кН соответственно. Максимальная, разрушающая нагрузка для образцов ШУ15,20,25 – 38,5; 51,1; 69,5 кН соответственно. При этом стоит отметить две стадии деформирования: упругое деформирование, в котором образование трещин не наблюдается и упруго-пластическое деформирование. Для второй стадии характерно образование трещин с шириной раскрытия $b=0,5\text{мм}$. Также отмечается отрыв элемента панели от монолита шпоночного соединения. В ряде образцов наблюдалось выклинивание бетона омоноличивания при достижении разрушающей нагрузки.



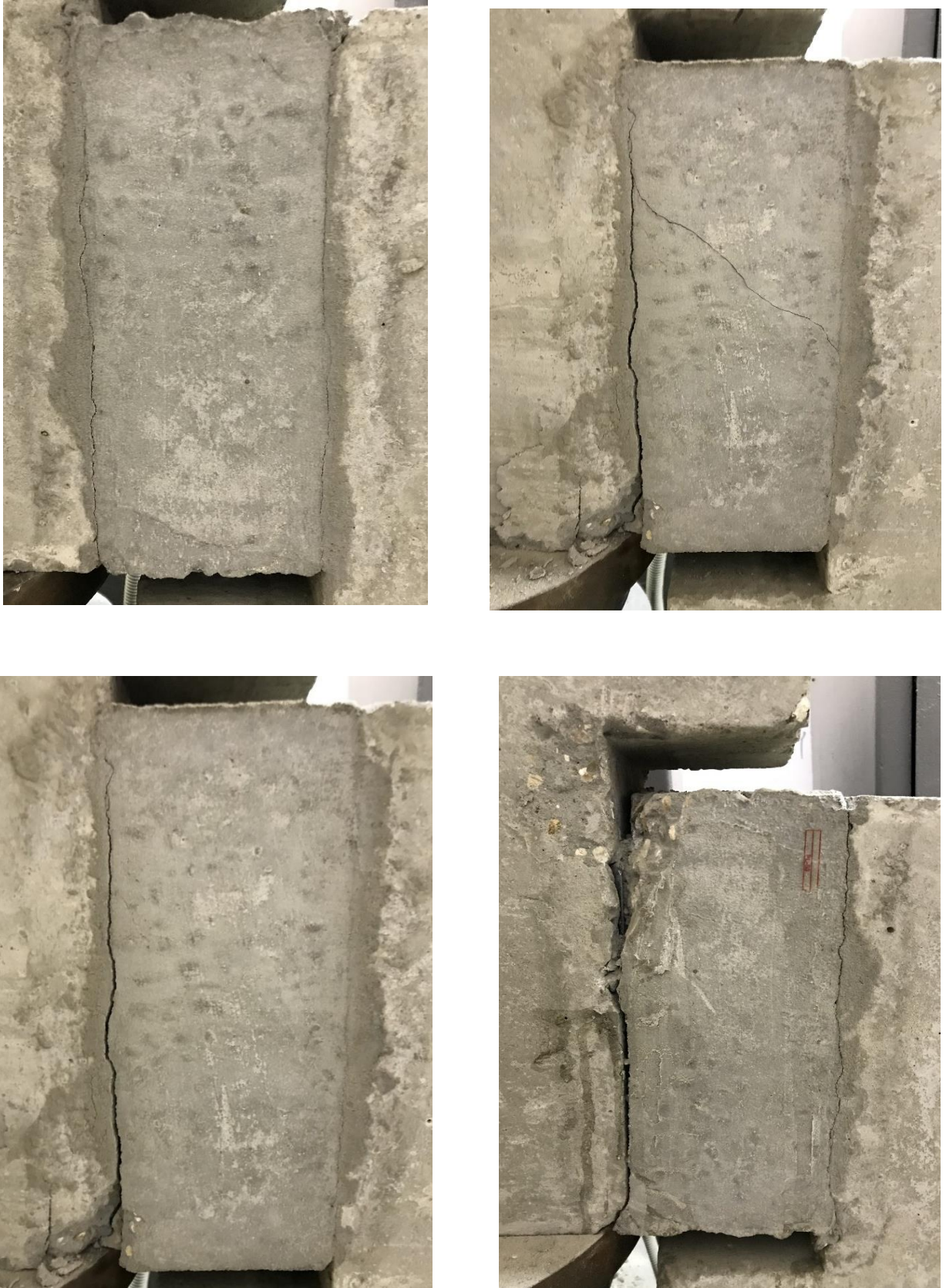


Рис. 3.7 Общий вид разрушения шпоночного соединения.

№	Тип	α^0	Класс бетона	$R_{б.панели}$, МПа	$R_{б.шпонки}$, МПа	T, кН
1	2	3	4	6	7	8
1	ШП-1-15	90	B15	37,6	19,7	25,6
2	ШП-2-15			37,8	20,3	28,3
3	ШП-3-15			38,3	20,5	26,4
4	ШП-1-20	90	B20	37,2	27,5	42,1
5	ШП-2-20			36,9	26,9	41,6
6	ШП-3-20			37,5	26,4	42,3
7	ШП-1-25	90	B25	37,5	32,5	60,7
8	ШП-2-25			36,4	32,9	60,7
9	ШП-3-25			37,2	33,4	61,2
10	ШУ-1-15	30	B15	38,1	19,3	38,5
11	ШУ-2-15			37,7	19,5	37,7
12	ШУ-3-15			37,4	19,8	38,2
13	ШУ-1-20	30	B20	36,8	26,2	49,9
14	ШУ-2-20			37,2	27,4	51,1
15	ШУ-3-20			37,5	26,5	50,3
16	ШУ-1-25	30	B25	38,0	32,8	68,6
17	ШУ-2-25			37,2	33,2	69,2
18	ШУ-3-25			37,8	33,1	69,5

Обработка экспериментальных данных

При проведении экспериментальных исследований характерен разброс полученных значений, который связан с действующим внешними и внутренними факторами. Под внешним факторами следует понимать отклонение геометрических размеров, изменение температурно-влажностного режима и др. Внутренние факторы характеризуются уплотнением бетона при омоноличивании шпонки, наличием дефектов в опалубочных формах. Достоверность полученных данных оценивается методом статической обработки. Расчет производится в следующей последовательности:

1. Определяли выборочное среднее арифметическое по формуле:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (3.1)$$

где X_i – значение испытываемого свойства; n – количество образцов.

2. Рассчитывали выборочное среднее квадратическое отклонение по формуле:

$$S = \pm \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad (3.2)$$

3. Рассчитывали среднюю ошибку выборочного среднего арифметического по формуле:

$$\bar{S} = \frac{S}{\sqrt{n}} \quad (3.3)$$

4. Определяли коэффициент вариации в процентах по формуле:

$$V = \frac{S}{\bar{X}} \cdot 100\% \quad (3.4)$$

5. Рассчитывали относительную точность определения выборочного среднего в процентах по формуле:

$$\bar{P} = \frac{t \cdot \bar{S}}{\bar{X}} \quad (3.5)$$

где t – критерий точности (квантиль распределения Стьюдента) для вероятности $\alpha=0,95$.

6. Определяли вероятное отклонение по формуле:

$$\Delta X = \frac{t \cdot S}{\sqrt{n}} \quad (3.6)$$

где ΔX – вероятное отклонение искомого значения X от полученного среднего значения \bar{X} .

7. Границы доверительного интервала, в которых заключается искомое значение X определяли по формуле

$$\bar{X} - \Delta X < X < \bar{X} + \Delta X$$

(3.7)

Табл. 3.5

№	Тип	Статистические параметры					
		\bar{X}	S	\bar{S}	V	$\Delta X, \%$	$\bar{P}, \%$
1	ШП-1-15	26,77	1,39	0,8	5,19	3,46	12,86
2	ШП-2-15						
3	ШП-3-15						
4	ШП-1-20	42	0,36	0,21	0,86	0,89	2,15
5	ШП-2-20						
6	ШП-3-20						
7	ШП-1-25	60,87	0,46	0,27	0,76	1,14	1,91
8	ШП-2-25						
9	ШП-3-25						
10	ШУ-1-15	38,13	0,43	0,25	1,13	1,07	2,82
11	ШУ-2-15						
12	ШУ-3-15						
13	ШУ-1-20	50,43	0,61	0,35	1,21	1,51	2,77
14	ШУ-2-20						
15	ШУ-3-20						
16	ШУ-1-25	69,1	0,46	0,27	0,67	1,44	1,68
17	ШУ-2-25						
18	ШУ-3-25						

По результатам испытаний и полученных данных о изменении деформаций были построены зависимости смещения вертикального стыка от действующего сдвигающего усилия (рис. 3.8-3.9).

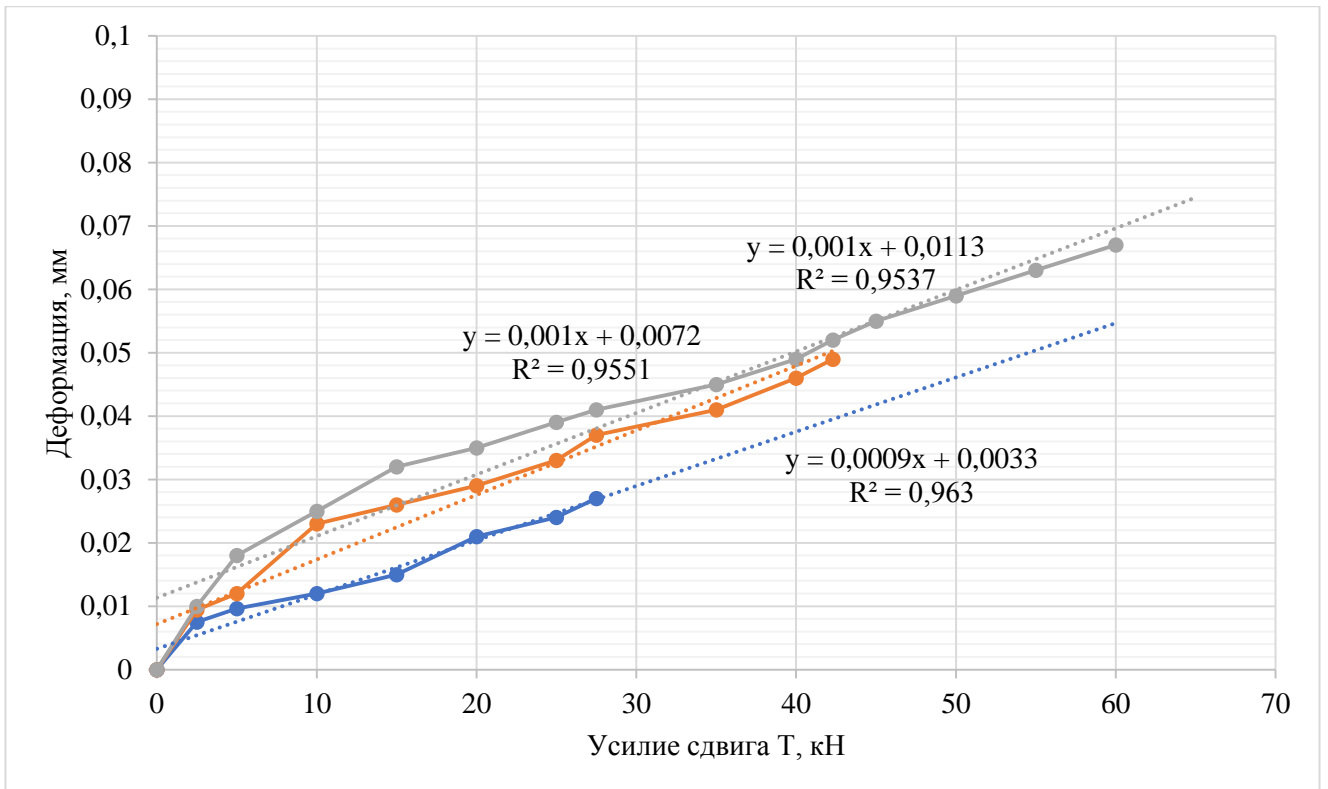


Рис. 3.8 График зависимости деформации образцов вертикального шпоночного стыка ШП15, ШП20 и ШП25 от усилий сдвига T , кН.

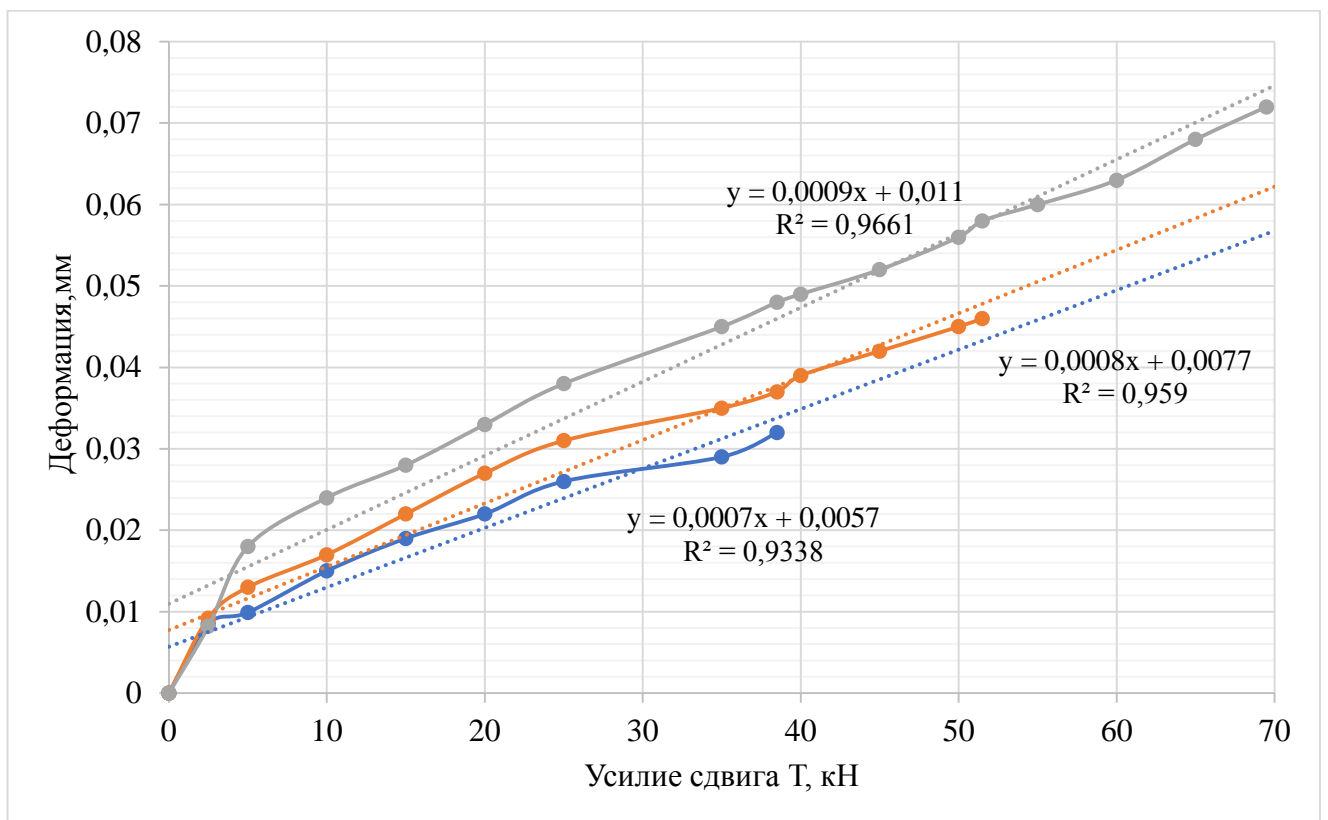


Рис. 3.9 График зависимости деформации образцов вертикального шпоночного стыка ШУ15, ШУ20 и ШУ25 от усилий сдвига T , кН.

3.5 Выводы по 3 главе

В ходе проведенных испытаний выполнен анализ работы вертикального шпоночного стыка, получены значения разрушающей нагрузки и деформативные показатели. Основные положения:

1. Всего испытано 18 опытных образцов – по 3 образца на каждый тип соединения.
2. Основными варьируемыми показателями были: угол наклона граней шпонки, бетон омоноличивания стыка и сдвигающее усилие.
3. Деформация вертикального шпоночного стыка от сдвигающих усилий имеет упруго-пластический характер.
4. Разрушение образцов происходило по схожей схеме для групп образцов с образованием трещин параллельно стыку омоноличивания, а также возникновения наклонных трещин. Шпонка разрушается в результате скалывания вдоль вертикальной трещины и наклонной. Также в ряде образцов отмечено разрушения в результате смятия – происходило дробление бетона омоноличивания в опорных зонах.
5. Результаты испытания показали, что на несущую способность влияет угол наклона шпонки. С увеличением угла наклона грани шпонки снижается несущая способность стыка. В данном случае, важным показателем является усилие распора, которое зависит от угла наклона шпонки.
6. Важнейшим показателем, влияющем на несущую способность вертикального шпоночного стыка, является прочность бетона омоноличивания. С увеличением класса бетона омоноличивания увеличивается нагрузка, при которой может произойти образование наклонных трещин.
7. Результаты проведенных испытаний описывают напряженно-деформированное состояние вертикального шпоночного стыка, а разница данных между теоретическими и экспериментальными значениями в среднем составляет 6,3%, 9,8% и 16,6%, соответственно, в зависимости от прочности бетона омоноличивания.

Глава 4. РАБОТА ВЕРТИКАЛЬНОГО ШПОНОЧНОГО СОЕДИНЕНИЯ ПРИ ПРОГРЕССИРУЮЩЕМ ОБРУШЕНИИ.

4.1 Крупнопанельное домостроение при аварийных воздействиях

Согласно [5] прогрессирующее (лавинообразное) обрушение – это последовательное (цепное) разрушение несущих строительных конструкций, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей вследствие начального локального повреждения. Не смотря на достаточно простую формулировку данного понятия, многие специалисты не согласны с ней, а точнее считают ее не полной. В своей работе Дробот Д.Ю. говорит о том, что понятие прогрессирующее обрушение приводит к ошибочным выводам при решении требуемых задач. Аварийные воздействия на конструкции и их способность противостоять им, можно обобщить общим понятием – живучесть конструкции. Данное понятие более широкое и дает представление о свойствах несущих элементов, работающих в поврежденном или частично разрушенном состоянии. Но, так или иначе, понятие прогрессирующее обрушение имеет устоявшееся значение, и именно с ним приходится работать большому числу проектировщиков.

Для решения задач, связанных с прогрессирующим обрушением, необходимо руководствоваться нормативной литературой, которая может предоставить необходимую методику, а также правила и ограничения, применяемые при расчетах. В настоящее время в России при расчете на прогрессирующее обрушение руководствуются [5], в частности там говорится о необходимости устройства вертикальных связей между несущими стеновыми панелями, обеспечивающие необходимую прочность горизонтальных стыков стен и перекрытий при растяжении и сдвиге. При этом требования [6] не распространяются на проектирование крупнопанельных зданий в районах с сейсмической активностью более 6 баллов.

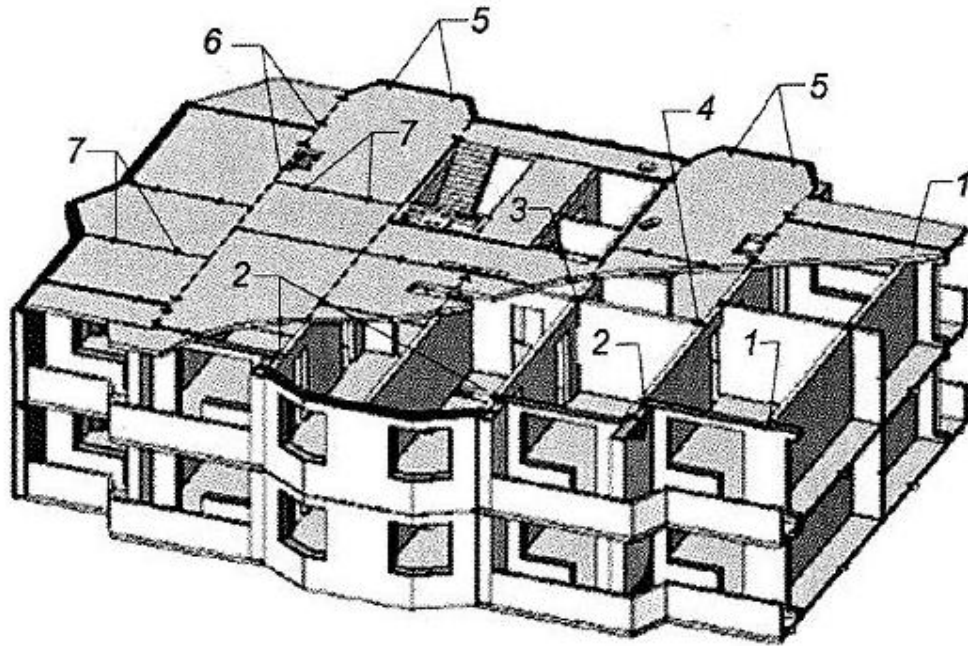


Рис. 4.1 1 - связь между панелями наружных и внутренних стен; 2 - связь между продольными наружными несущими стенами; 3 - связь между продольными внутренними стенами; 4 - связь между поперечными и продольными внутренними стенами; 5 - связь между наружными стенами и плитами перекрытий; 6 - связь между плитами перекрытий вдоль длины здания; 7 - связь между плитами перекрытий поперек длины здания.

В свою очередь в странах Европы и США представлены целостные методики расчета. Так, например, в нормах США имеется три типа расчета на прогрессирующее обрушение: линейный статический; нелинейный статический; нелинейный динамический. В своей работе [29] так же уделяет внимание на характер нагружения поврежденной модели, применяемый в США, а именно в практических расчетах рассматривается pushdown-анализ (коэффициент динамичности применяется к нагрузкам, действующим только на примыкающие элементы) и pulldown-анализ (коэффициент динамичности увеличивает прикладываемые с обратным знаком усилия, в удаленном элементе, или вынужденное перемещение в верхнем узле удаленного элемента).

В случае возникновения аварийной ситуации, локальные повреждения несущих элементов не должны привести к полному их обрушению или обрушению смежных несущих элементов. Именно в [46] дается представление о расчетных и конструктивных методах, препятствующих прогрессирующему обрушению в

зданиях, выполненных их сборных ж/б панелей. Одним из важных моментов, при учете лавинообразного обрушения, является отслеживание деформаций конструкции. Дробот Д.Ю. говорит, что деформации играют важную роль, при расчете на прогрессирующее обрушение, и их нужно не только рассчитывать и анализировать, но и ограничивать. В момент времени, когда конструкция полностью вышла из строя и потеряла свою несущую способность – связь не выключается из работы, и допускает значительные деформации. Для решения данной задачи вводятся пластичные связи, например, шпоночное соединение. При анализе панельных зданий, способных противостоять силам прогрессирующего обрушения, выделяют два типа неповрежденных конструкции: в первом типе напряженное состояние не меняется – происходит частичное увеличение напряжений и усилий, во втором же типе происходит значительное изменение напряженного состояния конструкций.

4.2 Методика расчета на прогрессирующее обрушение

Рассматривая технические подходы расчета крупнопанельных зданий на прогрессирующее обрушение, сложившиеся в отечественной практике, можно выделить: кинематический метод и метод конечных элементов. Первый метод основан на рекомендациях специалистов МНИИТЭП, и заключается в сравнении внутренних и внешних сил. Данный метод имеет ограничение, связанное с необходимостью обеспечения пластичной работы конструкции. В данном случае задается наиболее вероятный механизм прогрессирующего обрушения, т.е. определяются разрушаемые связи их обобщенные перемещения. Далее, для каждого механизма определяется прочность пластично разрушенных связей и равнодействующие внешних сил, приложенных к отдельным звеньям механизма. По итогу, выполняется проверка условия равновесия:

$$W \geq U \tag{5.1}$$

W – внутренние силы;

U- внешние силы.

$$W = \sum^{67} S_i \omega_i \quad (5.2)$$

S_i - прочность разрушаемой связи;

ω_i -обобщенное перемещение.

$$U = \sum G_i u_i \quad (5.3)$$

G_i -равнодействующая внешних сил;

u_i -перемещению по направлению равнодействующих сил.

Основным недостатком данного метода является условие обеспечения пластичной работы панелей и связей между ними в предельном состоянии.

Метод конечных элементов является наиболее распространенным в расчетной практике. Суть данного метода заключается в построении модели здания с основными физическими параметрами в специальном расчетном комплексе, который отражает реальную работу конструкции и её узлов в зависимости от передаваемых усилий. В данном случае применяется линейная или упругопластическая расчетная схема. Для проверки конструкции на прогрессирующее обрушение, как правило, в расчетной модели убирают один несущий элемент и исследуют полученное напряженно деформированное состояние. На основании полученных результатов подбирается необходимый конструктив несущих элементов и их соединений.

Говоря о прогрессирующем обрушении и его расчете, вводится понятие коэффициента динамичности ($k_{дин}$), который в отечественной практике равен 1 или 2, без промежуточных значений. Такой диапазон является неэффективным, т.к. в случае $k_{дин}=1$ конструкция может быть небезопасной, а при $k_{дин}=2$ может привести к излишнему перерасходу материалов. С целью снижения материалоёмкости и сохранения несущих характеристик конструкции рекомендуется производить расчет с учетом физической нелинейности. Данный расчет предоставляет самые точные значения напряженно деформированного состояния, хоть и является более сложным.

4.3 Учет физической нелинейности при расчете крупнопанельного здания

С целью сравнения результатов при линейной и нелинейной постановке задачи автором выполнен расчет секции панельного дома, в котором внутренние и наружные несущие стены выполнены из сборных ж/б панелей толщиной 150мм, а перекрытия из сборных пустотных плит. Здание является бескаркасным. Система (с несущими стенами) представляет собой жесткую, устойчивую коробку из взаимосвязанных наружных и внутренних стен и перекрытий.

Расчетная схема здания представляет собой пластинчато-стержневую модель несущих конструкций здания. Сборные панели смоделированы при помощи пластин и узловых связей с соответствующей жесткостью. Все конструктивные элементы проходят триангуляцию и разбиваются на расчетные конечные элементы. Шаг триангуляции рекомендуется принимать равным для всех элементов. Для моделирования процесса прогрессирующего обрушения был выполнен расчет шаговым методом с помощью системы МОНТАЖ+ в ПК ЛИРА. Общий вид расчетной схемы представлен на рис.5.2-5.3.

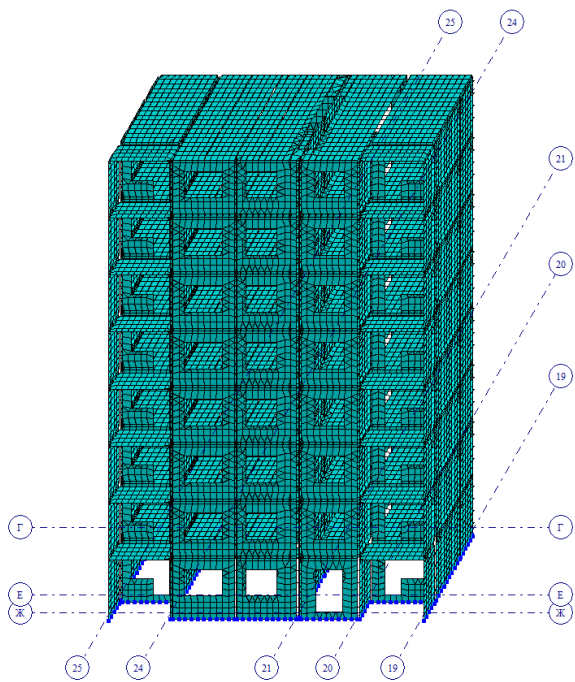


Рис. 4.2

Общий вид расчетной схемы

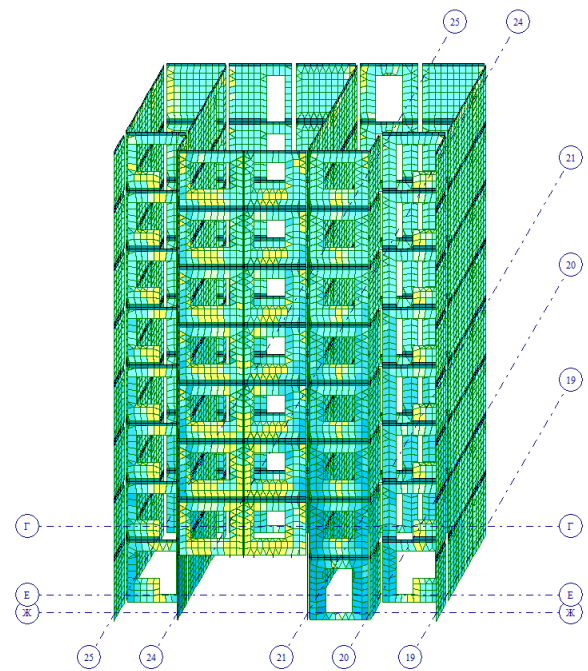


Рис. 4.3

Общий вид расчетной схемы
при аварийной ситуации

В качестве материала ж/б панели и заполнителя стыков используется бетон

кл. В25. Соединение сборных панелей между собой осуществляется при помощи петлевых выпусков стальной арматуры $\varnothing 8$ А500. Соответствующие физические характеристики учтены при расчете податливости стыков и жесткостных характеристики соединений рассчитаны на основании рекомендаций [6].

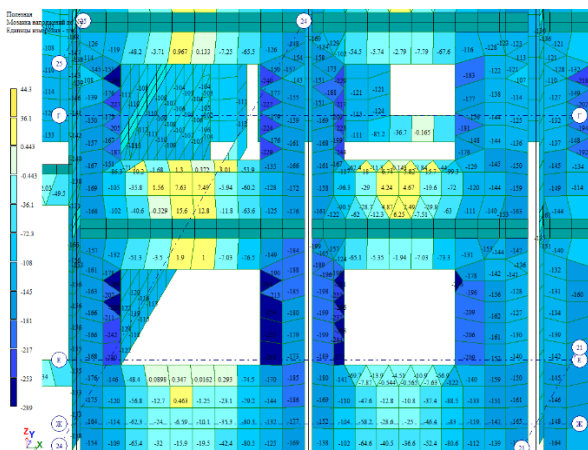


Рис. 4.4

Усилия в стеновых панелях от основного сочетания нагрузок для линейной расчетной схемы (фрагмент расчетной схемы)

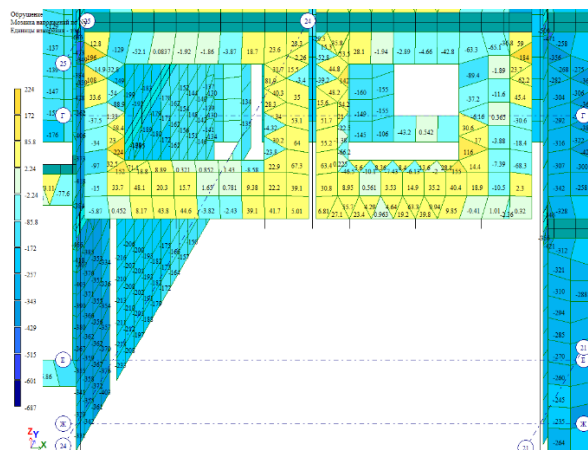


Рис. 4.5

Усилия в стеновых панелях от аварийного сочетания нагрузок для линейной расчетной схемы (фрагмент расчетной схемы)

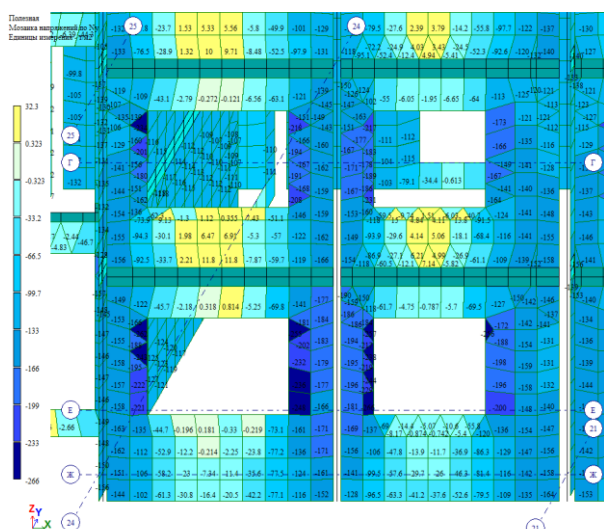


Рис. 4.6

Усилия в стеновых панелях от основного сочетания нагрузок для нелинейной расчетной схемы (фрагмент расчетной схемы)

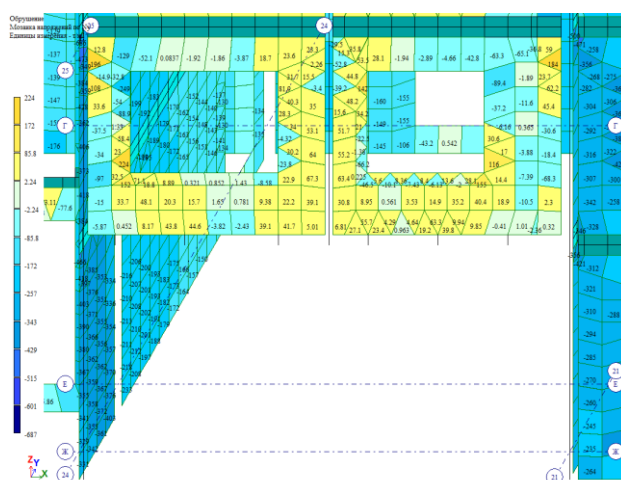


Рис. 4.7

Усилия в стеновых панелях от аварийного сочетания нагрузок для линейной расчетной схемы (фрагмент расчетной схемы)

В линейной расчетной схеме использованы следующие типы конечных элементов: КЭ10, КЭ42, КЭ44, КЭ55, КЭ59. В указанных типах КЭ реализована линейная зависимость между напряжениями и деформациями; одинаковая работа элементов, как на сжатие, так и на растяжение; отсутствует возможность

ограничения максимальных усилий в элементах.

В нелинейной расчетной схеме использованы конечные элементы следующих типов: КЭ210, КЭ242, КЭ244, КЭ259, КЭ255, КЭ265. В данных типах КЭ реализована возможность учета следующих факторов: нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями с учётом фактического армирования стеновых панелей; ограничение максимальных усилий в элементе (для ж.б. шпонок в вертикальных стыках); работа КЭ только на растяжение (для стальных вертикальных связей в горизонтальных стыках).

В результате выполненных расчетов вычислены общие перемещения и усилия в несущих конструкциях здания для основного и аварийного сочетания нагрузок.

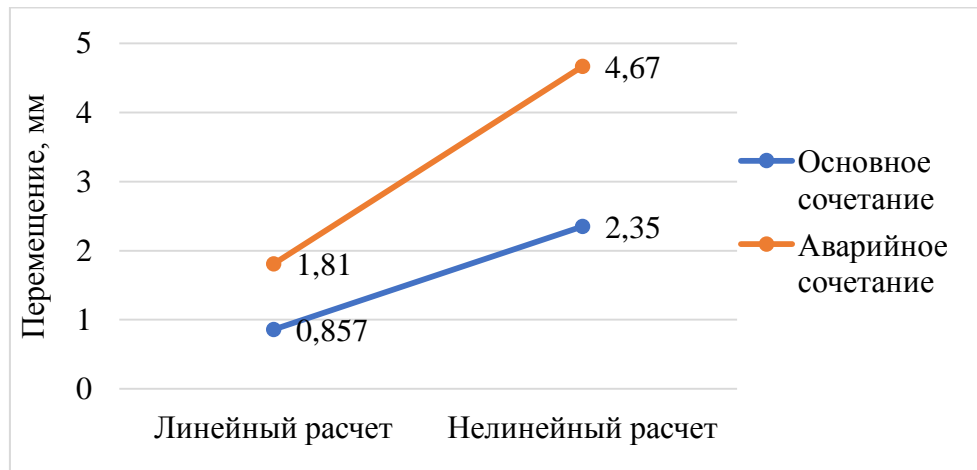


Рис. 4.8 Перемещения в несущих конструкциях

Нелинейный расчет дает большее значение перемещений. Связано это с нелинейной зависимостью между напряжениями и деформациями в бетоне стеновых панелей, учётом двух стадий работы ж.б. шпонок в вертикальных стыках (до и после образования в них наклонных трещин), нелинейной работой платформенных стыков.

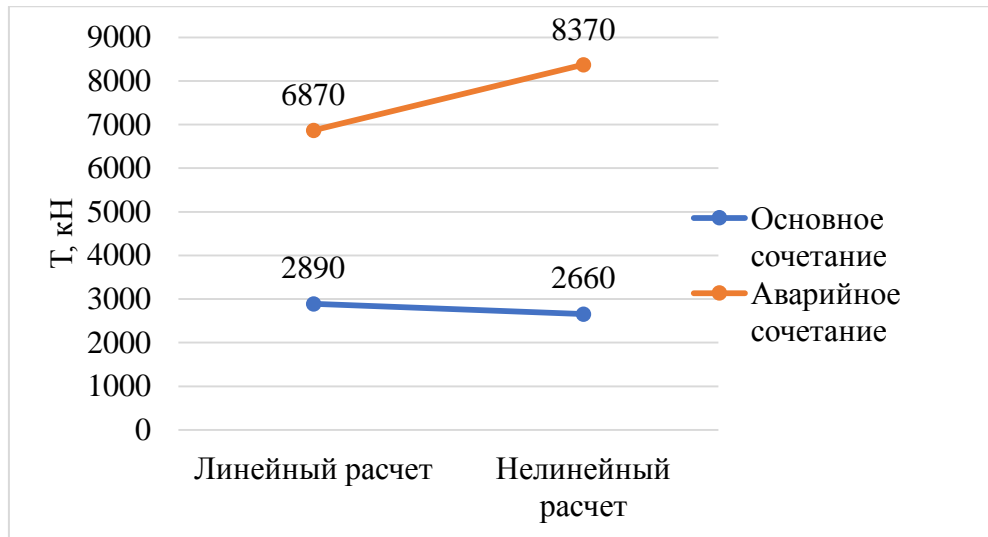


Рис. 4.9 Вертикальные сжимающие/растягивающие усилия в стеновых панелях

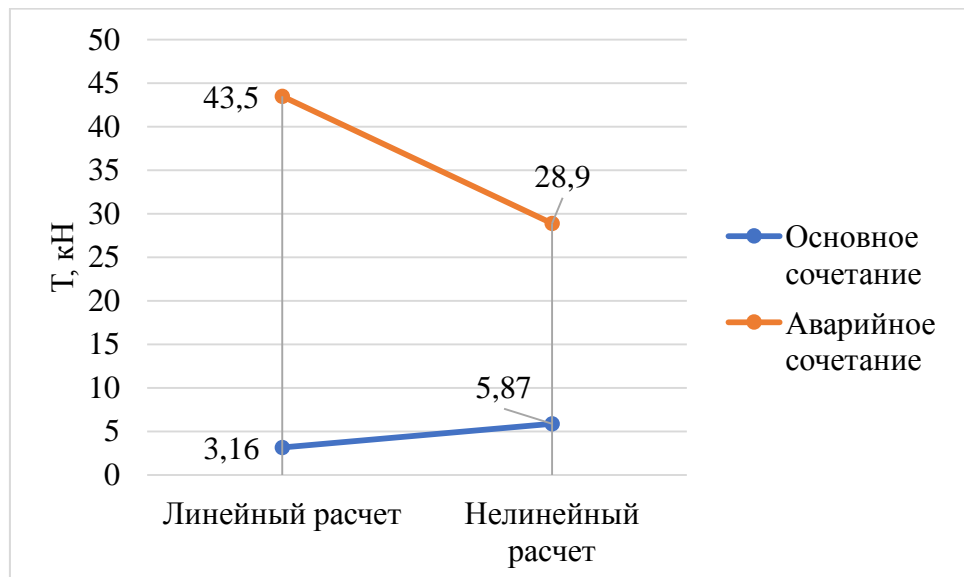


Рис. 4.10 Усилия в стальных вертикальных связях в вертикальных стыках

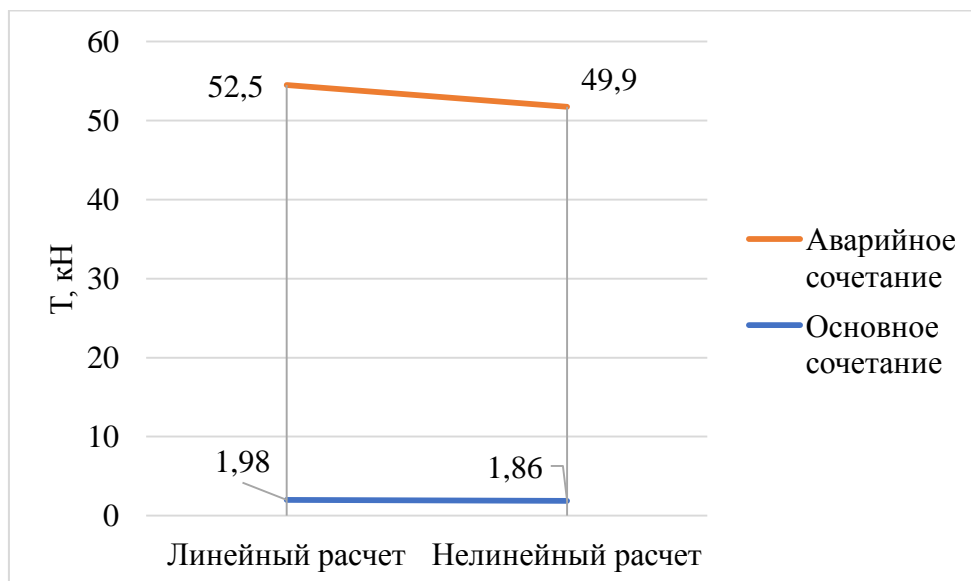


Рис. 4.11 Усилия в стальных вертикальных связях в горизонтальных стыках

По полученным данным видно, что усилия в вертикальных стыках отличаются. Большие значения нагрузок получены при нелинейном расчете для основного сочетания нагрузок. Прежде всего это связано с увеличенными значениями вертикальных деформаций смежных панелей в стыке при нелинейном расчете и, соответственно, большими усилиями в ж/б. шпонках, которыми они соединены. При аварийном сочетании нагрузок большие усилия наблюдаются в линейной расчетной схеме. Полученные результаты инженерного расчета объясняется тем, что в нелинейной расчетной схеме для моделирования шпонок были использованы КЭ 265, позволяющие ограничить максимально возможные усилия в вертикальных шпонках. В момент достижения данных усилий, шпонка переходит в пластическую стадию работы (происходило перераспределение усилий между шпонками). Иными словами, нелинейная расчетная схема позволяет выполнить моделирование двух этапов работы монолитного шпоночного соединения: до образования наклонной трещины (бетонная шпонка) и после образования наклонной трещины в монолитной шпонке.

Проведенный анализ показывает, что расчет конструкций на основании нелинейного метода дает более точные данные напряженно деформированного состояния, а соединение панелей при помощи монолитного шпоночного стыка позволяет противостоять силам лавинообразного обрушения в сравнении с аналогичным стальным соединением, т.к. наибольшие напряжения возникают именно в узловых точках.

Заключение

На основании проведенного теоретического исследования и экспериментальных данных сформулированы выводы и предложены рекомендации, которые представлены далее по тексту.

Основные **выводы**:

1. Проведен теоретический анализ работы вертикального шпоночного стыка соединения железобетонных стеновых панелей.
2. Выполнен расчет вертикального шпоночного стыка при различных углах наклона граней шпонок и в зависимости от прочности бетона омоноличивания.
3. Произведен численный расчет вертикального шпоночного стыка в ПК «Лира». Получены карты напряжений, показывающие работу вертикального стыка в зависимости угла наклона граней шпонки и прочности бетона омоноличивания.
4. Получены экспериментальные данные работы вертикального шпоночного стыка. Определена несущая способность и деформативность стыка при различных геометрических параметрах и несущей способности бетона омоноличивания.
5. Описан характер разрушения вертикального шпоночного стыка.
6. Выполнен анализ работы вертикального шпоночного стыка при прогрессирующем обрушении. Получены сравнительные данные при линейном и нелинейном расчете.

В рамках проведенного исследования сформулированы следующие **рекомендации**:

1. При инженерном расчете учитывать требования по определению несущей способности вертикального шпоночного стыка, изложенные в «СП 335.1325800.2017 Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования».
2. При проектировании вертикального шпоночного стыка учитывать прочность бетона омоноличивания, а угол наклона граней принимать не более 30° .
3. Рассмотреть возможность внесения изменений в «СП 335.1325800.2017 Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования» в части

приложения В и исключить расчет коэффициента отношения силы распора в шпоночном соединении к сдвигающей силе, воспринимающей шпонки, а принимать его постоянным, равным 0,2.

4. Требуется дополнительные исследования в области работы вертикального шпоночного соединения при прогрессирующем обрушении. А также постановка задачи и формирование инженерного метода расчета для регионов, с сейсмической активностью более 6 баллов.
5. Применение жестких стержневых петель, выполненных из гладкой арматуры, является экономически целесообразным и сохраняет необходимую несущую способность в сравнении с тросовым петлевым соединением.

Список литературы

1. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – Введ. 2013-07-01. – М.: Стандартиформ, 2012. 31 с.
2. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. – Введ. 1998-01-01. – М.: МНТКС, 1997. – 24с.
3. ГОСТ 5802-86. Растворы строительные методы испытаний [Текст]. – Введ. 1986-01-07. – М.: Стандартиформ, 2008. – 19 с.
4. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Введ. 2013-01-01.- М.,2012г. С.152.
5. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. Введ. 2019-01-06. – М., 2018г. С.33.
6. СП 335.1325800.2017 Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования. Введ. 2018-06-08. -М., 2017. С.89.
7. СТО 36554501-026—2012 Рекомендации по расчету и конструированию жилых крупнопанельных домов с применением бесшварных вертикальных и горизонтальных стыков на тросовых петлевых соединениях и многопустотными плитами без опалубочного формирования [Текст]. - Москва, 2012.
8. Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Евронормам. Научное издание. - Москва: Издательство АСВ, 2011. - 216 с. - ISBN 978-5-93093-502-8.
9. Артюшин Д.В., Шумихина В.А., Экспериментально-аналитические исследования шпоночных вертикальных стыков стен многоэтажных зданий. Моделирование и механика конструкций. Пензенский государственный университет архитектуры и строительства. – Пенза, 2015, №2. С.14.

10. Ашкинадзе Г.Н. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследования и основы проектирования. [Текст] / Ашкинадзе Г.Н., Соколова М.Е. – М.: Стройиздат, 1988. – 249с.
11. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции [Текст] / В.Н. Байков, Э.И. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1985. – 725с.
12. Бахритдинов, С.Ш. Совместная работа внутренних и наружных стен крупнопанельных зданий повышенной этажности [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1986. – 23 с
13. Белостоцкий А.М. Численное моделирование в экспертных исследованиях причин обрушения и локального разрушения конструкций большепролетных зданий // International journal for computational civil and structural engineering. Vol. 4, Issue 2. 2008. С. 26 - 27.
14. Блажко, В.П. Тенденции в развитии конструктивных систем панельного домостроения [Текст] // Жилищное строительство. 2012. №4. С.43-46.
15. Бобрышев, П.Н. Влияние количества связей на несущую способность образцов при сдвиге [Текст] / П.Н. Бобрышев // Тр. ин-та. / ЦНИИСК им. Кучеренко. – 1970. – Вып.14. Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. – С.14-18
16. Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций. Учебное пособие. 4-е издание. 2014г. С.539.
17. Варламов А. А., Римшин В. И., Тверской С. Ю., Чикота С. И. Новаторский опыт крупнопанельного домостроения в Магнитогорске/ Журнал Строительство и реконструкция, 2019г., - с.63-71.
18. Варламов А. А., Римшин В. И. Упругие деформации двухфакторной модели бетонного композита// БСТ: Бюллетень строительной техники, 2019г. С. 19-21.
19. Верюжский, Ю. В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций [Текст] / Ю.В. Верюжский, В.И. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский. — Киев: Изд-во НАУ, 2006.

20. Габрусенко В.В. Основы расчета железобетона в вопросах и ответах: учеб. пособие / В.В. Габрусенко; - 3-е изд., переработанное и дополненное. - М: Издательство АСВ, 2014. - 160 с. - ISBN 978-593093-959-0.
21. Герасимова, И.Л. Прочность и деформации при сдвиге вертикальных шпоночных стыков крупнопанельных зданий [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук : 05.23.01. – М., 1988. – 23 с.
22. Герасимова, И.Л. Работа на сдвиг вертикальных замоноличенных шпоночных стыков панельных стен [Текст] /И.Л. Герасимова// Сб. науч. Трудов ЦНИИЭП жилища «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов». – М.: ЦНИИЭП жилища, 1985.-С.42-47.
23. Грановский, А.В. Влияние жесткости вертикальных стыковых соединений на напряженно-деформированное состояние несущих конструкций крупнопанельных зданий [Текст]/ А.В. Грановский, Е.С. Лейтес // Труды ин-та ЦНИИСК им. Кучеренко «Исследование крупнопанельных и каменных конструкций». – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1986. – С.24-34.
24. Грязнов М.В., Попова М.В., Власов А.В., Римшин В.И., Марков С.В., Синютин А.В. / Основные проблемы эксплуатации крупнопанельных зданий и пути их решения// Естественные и технические науки. – 2014г.-С. 355-357.
25. Данель В.В., Напряжённо-деформированное состояние платформенных стыков крупнопанельных зданий с учётом изгибающих моментов от плит перекрытий // Бетон и железобетон – 2010.-№4.
26. Данель, В.В. Анализ формул для определения жесткости при сжатии платформенных стыков крупнопанельных зданий [Текст] /В.В. Данель //Строительная механика и расчет сооружений. – 2010. – №1. – С. 21–25
27. Данель, В.В. Определение жесткостей платформенных стыков [Текст] /В.В. Данель, // Научно-технический и производственный журнал//Жилщное строительство, МГУ, 2012
28. Дербенцев И.С. Несущая способность и деформативность шпоночных соединений с петлевыми гибкими связями в стыках крупнопанельных

многоэтажных зданиях: автореф. дис. на соиск. учен. степ. канд. тех. наук (05.23.01). Южно-Уральский государственный университет. 2014. С.158.

29. Довженко О.А., Методика расчета шпоночных соединений железобетонных элементов / О.А., Довженко, В.В. Погребной, Ю.В. Чурса // Вестник Полтавского национального технического университета им. Ю. Кондратюка «Теория и практика строительства». – Львов, 2013. - №755. С.111-117.
30. Довженко О.А. Прочность одношпоночных стыков, разрушающихся по шву / О.А. Довженко, В.В. Погребной, И.А. Юрко // Технические науки: электрон. Научн. Журн. – Львов, 2015. - №7. – С. 100-121
31. Дробот Д.Ю. Коэффициенты динамичности при расчете на живучесть // Реферат. – 2018. С.115.
32. Ерофеев В.Т., Богатов А.Д., Ларионов Е.А., Римшин В.И. К вопросу длительной прочности бетона // Архитектура. Строительство. Образование. - 2014г. С. 32-43.
33. Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В., Шапиро Г.И. Нормирование в крупнопанельном домостроении: новый свод правил по проектированию крупнопанельных конструктивных систем. 2018. - №2. С.10-15.
34. Ильин В.П. Численные методы решения задач строительной механики: справочное пособие / В.П. Ильин, В.В. Карпов, А.М. Масленников; Под общ. ред. В.П. Ильина, –Мн.: Выш. шк., 1990. – 349с.
35. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий [Текст]: ВСН 32-77: утв. Госгражданстроем при Госстрое СССР 25.07.77. – М.: Стройиздат, 1978. Карзов Г.П. Физико-механическое моделирование процессов разрушения / Г.П. Карзов, Б.З. Марголин, В.А. Швецова. –СПб.: Политехника, 1993. – 391 с.
36. Кашкаров, К.П. Стыки конструктивных элементов крупнопанельных зданий [Текст] / К.П. Кашкаров. – М.: Стройиздат, 1975. – 160 с.

37. Керимов Н. Работа вертикальных шпоночных стыков цокольных панелей крупнопанельных зданий, эксплуатируемых в сложных грунтовых условиях [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. – Киев, 1990. – 15 с.
38. Киреева, Э.И. Крупнопанельные здания с петлевыми соединениями конструкций [Текст] // Жилищное строительство. 2013. №9. С.47-50.
39. Кришан А.Л., Астафьева М.А., Наркевич М.Ю., Римшин В.И. Определение деформационных характеристик бетона// Естественные и технические науки. – 2014. С. 367-369.
40. Кудишин Ю.И., Дробот Д.Ю. К вопросу о живучести строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 2008. № 2 (217). С. 36 - 43.
41. Курбатов В.Л., Комарова Н.Д., Римшин В.И. Ползучесть цементных бетонов при расчете строительных конструкций// Строительные материалы. – 2019г. С.8-11.
42. Ларионов Е. А., Римшин В. И., Жданова Т. В. Принцип наложения деформаций в теории ползучести// Строительная механика инженерных конструкций и сооружений, 2019г. С.483-496.
43. Лишак, В.И. Расчет бескаркасных зданий с применением ЭВМ [Текст] / В.И. Лишак – М.: Стройиздат, 1977.– 156 с.
44. Лишак, В.И. Прочность и жесткость стыковых соединений крупнопанельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР [Текст] / Е. Горачек, В.И. Лишак, Д. Пуме и др.; Под ред. В.И. Лишака. – М.: Стройиздат, 1980. – 192 с.
45. Лишак, В.И. Прочность шпоночных стыков панельных зданий при сдвиге [Текст] / В.И. Лишак, И.А. Романова// Сб. науч. трудов ЦНИИЭП жилища
46. Лишак, В.И. Развитие теоретических основ расчета и конструирования несущих систем бескаркасных крупнопанельных зданий [Текст]: автореф. 147 дис. д-ра. техн. наук: 05.23.01 /Лишак Вадим Израилевич. – М. 1983. 34 с.
47. Модин А.К., Лисятникова М.С., Сергеев М.С., Суханов А.А. Анализ работы вертикального стыка монолитного шпоночного соединения двух

железобетонных панелей с использованием гибкой стержневой арматуры// Научно-теоретический вестник БГТУ им. В.Г. ШУХОВА. – 2019г.. - №2. - С. 33-38.

48. Николаев, С.В. Возрождение крупнопанельного домостроения в России [Текст]: Статья/Жилищное строительство - Научно-технический журнал, 2012 г. 7 с.
49. Подинвалов, И.И. Совместная работа конструкций крупнопанельного здания с увеличенным шагом поперечных стен [Текст] / И.И. Подинвалов //Труды института ЦНИИСК им. Кучеренко «Исследование крупнопанельных и каменных конструкций». – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1988.-С.38-42.
50. Попова М.В., Лисятников М.С., Сергеева А.Н., Модин А.К. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона. БСТ: Бюллетень строительной техники. 2017. № 12 (1000). С. 44-45.
51. Пособие по проектированию жилых зданий [Текст]/ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). –М.: Стройиздат, 1989. – 304 с
52. Протодьяконов М.М., Тедер Р.И. Методика рационального планирования экспериментов / М.М. Протодьяконов, Р.И. Тедер. - М.: изд-во «Наука», 1970. - 76 с.
53. Римшин В.И., Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г. Железобетонные и каменные конструкции. – Учебник. 5-е издание. 2008г. С.887.
54. Рязанов М.А., Шишов И.И., Рощина С.И., Лукин М.В. Расчет изгибаемых элементов с учетом физической нелинейности деформирования. Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2016. № 12. С. 58-64.
55. Хечумов Р.А., Кепплер Х., Прокопьев В.И. Применение метода конечных элементов к расчету конструкций. – М., Издательство Ассоциации строительных вузов, 1994.

56. Шапиро Д.М. Метод конечных элементов в строительном проектировании: Монография / Д.М. Шапиро. - М.: Издательство АСВ, 2015. - 176 с. - ISBN 978-5-4323-0084-3.
57. Шапиро, Г.И. К вопросу о построении расчетной модели панельного здания [Текст] / Г.И. Шапиро, Р.В. Юрьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2004. – №12. – С.32-33.
58. Шапиро, Г.И. Расчет зданий и сооружений в МНИИТЭП [Текст] / Г.И. Шапиро, А.А. Гасанов, Р.В. Юрьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – №6. – С.32-34.
59. Эззи Х., Рощина С.И., Лукин М.В. Расчет напряженно деформационного состояния железобетонной ребристой плиты покрытия с учетом взаимодействия с ригелем. Бюллетень строительной техники. 2016, №4 С. 38-40.
60. Эззи Х., Рощина С.И. Влияние горизонтального деформирования элементов стропильной рамы на прогиб // Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». –Одесса: ОГАСА, 2013. –С. 202-204.
61. Эззи Х., С.И. Рощина, А.А. Стрекалкин, В.И. Римшин В.И. Инженерное моделирование поведения железобетонных плит покрытия при жестком соединении их с верхним поясом ригеля /Х. // сборник: «Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения». –Курск, 2015. –С. 267-270.
62. Andrzej Cholewicki. Loadbearing capacity and deformability of vertical joints in structural walls of large panel buildings/ Building Science//Volume 6, Issue 4, December 1971, P. 163-184.
63. Asprone, D. Implementation of progressive damage in finiteelement codes for the assessment of robustness /D. Asprone, B. Chiaia, V. De Biagi, G. Manfredi, F. Parisi // ECCOMAS Congress 2016 — VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, At Crete Island, Greece. — Crete, 2016. — P. 1—14.

64. Burachat Chatveera. Vertical shear strength of joints in prefabricated loadbearing walls [Текст] / Burachat Chatveera, Pichai Nimityongskul // J. Natl. Res. Council. – Thailand, 1994. – P.11-36.
65. 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 // Structural Concrete. – 2018. – DOI:10.1002/suco.201800064.
66. Chopra A.K. Dynamics of structures: theory and application to earthquake engineering. 4th Edition. 2012, 980 p.
67. Michael P. Collins. A general shear design method / Michael P. Collins, Denis Michell, Perry Adebar, Frank J. Vecchio // ACI structural journal. – USA, Jan.-Feb. 1996, P.36-60.
68. Sarni H. Rizkalla. Multiple Shear Key Connections for Precast Shear Wall Panels [Текст] / Sarni H. Rizkalla, Reynaud L. Serrette, J. Scott Heuvel, Emmanuel K. Attiogbe // PCI JOURNAL. – USA, 1989. – P.104-119.
69. McKay A., Marchand K., Williamson E., Crowder B., Stevens D. Dynamic and nonlinear load increase factors for collapse design and analysis, ISIEMS 2007.