

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
Пермский национальный исследовательский политехнический университет

На правах рукописи

Землянухин Александр Дмитриевич

**РАЗВИТИЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДИКИ
РАСЧЕТА ФЛАНЦЕВЫХ ПОДАТЛИВЫХ УЗЛОВ ПРИМЫКАНИЯ
БАЛОК К КОЛОННАМ**

2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель
доктор технических наук,
профессор Кашеварова Г.Г.

Пермь 2025

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР МЕТОДОВ РАСЧЕТА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ФЛАНЦЕВЫХ УЗЛОВ И ПУТЕЙ ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА ТЕХНИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ»	11
1.1. Анализ проблем и тенденции развития соединений конструкций в зданиях с несущим металлическим каркасом.....	11
1.2. Обзор методов решения задач по расчету несущей способности и оценке податливости фланцевых соединений	17
1.3. Обзор численных экспериментов фланцевых соединений.....	27
1.4. Обзор нормативной документации фланцевых соединений	31
1.5. Обзор натурных испытаний фланцевых соединений.....	33
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1	39
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УЗЛОВ ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ.....	40
2.1. Описание испытательного стенда фланцевых соединений	40
2.2. Измерительное оборудование	42
2.3. Особенности испытываемых образцов.....	44
2.4. Последовательность испытания моделей.....	48
2.5. Результаты испытаний моделей	50
2.6. Испытание болтов.....	54
ГЛАВА 3. РАЗРАБОТКА КОРРЕКТНОЙ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ УЗЛА ФЛАНЦЕВОГО СОЕДИНЕНИЯ.	59
3.1. Численное моделирование фланцевого соединения	59
3.2. Влияние усиления узла ребрами жесткости на несущую способность и деформативность фланцевых соединений	65
3.3. Сравнение несущей способности и деформативности фланцевых узлов примыкания балки к колонне при разных толщинах фланца	66
Глава 4. РАЗВИТИЕ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ. КОРРЕЛЯЦИЯ МЕТОДИКИ НА ОСНОВЕ ЧИСЛЕННЫХ ЭКСПЕРИМЕНТОВ	71
4.1 Предельное состояние стальных двутавров при действии поперечных сил	71

4.2 Расчет и моделирование Т-образного фланцевого соединения	79
4.3 Разработка податливого узла нового типа	82
4.3 Выводы по главе 4	90
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	92
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	94

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. В промышленном и гражданском строительстве здания с несущим металлическим каркасом занимают значительную долю строительного рынка. Общее развитие стальных конструкций направленно на повышение заводской готовности, снижение количества сварочных работ непосредственно на строительной площадке. Фланцевые соединения характеризуются высокой скоростью монтажа, надежностью и устойчивы к динамическим нагрузкам.

В настоящее время металлические конструкции в России чаще реализуются в зданиях промышленного и общественного назначения, реже в гражданских зданиях, с малыми по сравнению с промышленными зданиями пролетами и расчетными длинами колонн. Связано это с устаревшей нормативной базой и отсутствием опыта проектирования жилых зданий на стальном каркасе. Устаревшая нормативная база, зачастую, не позволяет рационально выполнять соединения и примыкания несущих элементов. Так серия 2.440-2 имеет ограничение по сочленению ригелей с колонной и не позволяет, например, соединить балку 30Ш с колонной 26К. Приведенные в серии 2.440-2 узлы имеют множество усиливающих конструктивных элементов (вуты, обратные фланцы, ребра жесткости). Вписать подобный узел в помещение прямоугольной формы, практически невозможно.

Выход обновленного сортамента прокатных двутавров в 2017 г. значительно расширил возможности использования стали в строительстве жилых зданий. Широкая номенклатура профилей позволяет экономно подбирать требуемую несущую способность балки, не меняя габариты сечения. Основным преимуществом новой линейки прокатных профилей является: увеличение толщины стенки двутавра, что позволяет проектировать узлы без дополнительных ребер; расширение номенклатуры балок и колонн с сохранением принципиально важных размеров сечения. Удобство при стыковке

в двутаврах колонн обеспечивается одинаковым внутренним размером между полками, а в балках – габаритной высотой сечения.

Одной из наиболее распространенных конструктивных схем зданий является рамно-связевый каркас. При проектировании подобных каркасов, узлы сопряжения ригелей с колоннами считают, как правило, либо абсолютно жесткими, либо идеальными шарнирами. В действительности узлы обладают податливостью, что подтверждается многочисленными исследованиями. Пренебрежение податливостью узлов может привести к существенным ошибкам при выполнении статического расчета каркаса. Отсутствие возможной пластичности снижает способность соединения рассеивать колебания, вызванные, например, динамическими или сейсмическими нагрузками. Учитывать податливость узла нужно, а в многоэтажных зданиях, эксплуатируемых в сейсмоопасных районах, необходимо.

Требования норм к расчетному обоснованию принятых решений обязывает проектировщика использовать апробированные методы, учитывать геометрическую и физическую нелинейность. Но актуальные решения и соответствующие рекомендации по применению фланцевых узлов в действующих нормах отсутствуют. Для развития эффективных методов расчета фланцевых соединений требуются дополнительные исследования жесткостных и прочностных характеристик узлов для выявления закономерностей влияния типа применяемых узлов на несущую способность стальных конструкций.

Степень разработанности темы

Исследованию напряженно-деформированного состояния фланцевых узлов соединения стальных конструкций посвящены экспериментальные работы и теоретические исследования многих отечественных и зарубежных ученых: Катюшина В.В., Стрелецкого Н.С., Криксунова Э.З., Перельмутера А.В., Юрченко В.В., Семенова А. А., Кони́на Д.В., Исаева С. А. Алпатов В.Ю., Соловьева А.В., Со́на М.П, Холопова И.С., Шафрай К. А., Надольского В.В., Грудев И.Д., Ведяков И.И., Гладштейн И.Л., Каленов В. В., E.L. Grimsмо, A.H. Clausen, A. Aalberg, M. Langseth, K Al Fakih, S C Chin, Pisarek Z., Mohsen

Gerami, Hamid Saberi, Bo Yang, Kang Hai Tan, A. Kozlowski, Sumner E.A., Murray T.M., Pisarek Z., Urbonas K., Daniunas A. и др., в которых рассматривается применение фланцевых соединений, воспринимающих различные сочетания сосредоточенных сил и изгибающих моментов.

Основные положения по проектированию фланцевых соединений изложены в нормативной документации. В РФ обязательным к выполнению при проектировании является СП16, где в одной из глав приведены общие указания по применению фланцевых соединений в строительстве. Имеется серия 2.440-2 рамных и шарнирных узлов, разработанная в 1989 г., в которой приводятся различные соединения, в том числе, фланцевые узлы примыкания балок к колонне. Отдельные пункты СП, где упоминаются фланцевые соединения, регламентируют общие принципы, но не дают инженерной методики расчета фланцевых соединений. В зарубежных нормах Еврокода EN 1993-1-1 есть разделы, посвященные фланцевым соединениям. В разделах приводится аналитическая методика расчета, основанная на компонентном методе расчета узлов. При помощи компонентного метода возможно выполнить расчет по первой и второй группе предельных состояний.

Зарубежная нормативная документация практически не применима в РФ. Серии, разработанные еще в СССР, устарели. Актуальные решения и соответствующие рекомендации по применению фланцевых узлов в действующих нормах отсутствуют. Возникает проблема адекватности реального и расчетного напряженно-деформированного состояния фланцевых узлов.

Главным достоинством использования фланцевых соединений является, превращение процесса строительства в процесс сборки его элементов путем соединения фланцев болтами. Узлы можно разбирать и собирать многократно без повреждений конструкции. Монтаж можно вести при любых климатических условиях, потребность в высококвалифицированных кадрах при этом отсутствует.

Узлы соединения металлических балок и колонн могут быть как жесткими, так и шарнирными. Выбор типа узла определяется индивидуально, согласно характеру работы каркаса (рамный, рамно-связевый, связевый). В рамном каркасе геометрическая неизменяемость обеспечивается жестким соединением балок и колонн в двух направлениях. В связевом каркасе устойчивость здания обеспечивается системой связевых блоков. Компоновка каркаса может быть рамно-связевого типа, где в одном направлении здания геометрическая неизменяемость обеспечивается жесткостью рам, а в перпендикулярном ему – системой вертикальных связей. Как правило, такая схема применяется в промышленных зданиях. Наиболее простым в изготовлении и проектировании является связевой каркас с шарнирным способом соединения вертикальных и горизонтальных несущих элементов. К преимуществам же рамных каркасов можно отнести меньшую металлоемкость. Рамные узлы позволяют проектировать каркасы зданий устойчивыми к прогрессирующему обрушению. Каркас с податливыми узлами также относится к рамной конструктивной схеме, при этом сочетает в себе достоинства каркасов с жесткими и каркасов с шарнирными узлами.

Податливые соединения позволяют на этапе проектирования перераспределять усилия по длине элементов, ограничивать передачу изгибающих моментов на вертикальные конструкции, повышать несущую способность элементов. Широкое применение податливых узлов началось еще в СССР. В сборных железобетонных каркасах использовались податливые сопряжения ригеля с колонной. При проектировании данных соединений необходимо количественно оценить деформативность узла, при помощи натурного эксперимента, численного моделирования или других апробированных методик. Выполнение подобных работ не всегда оправдано. Целесообразно разрабатывать подобные соединения в рамках типовых серий. Развитие аналитических методик, позволяющих без применения натуральных и численных экспериментов, выполнять расчет и проектирование податливых узлов повысит эффективность каркасных зданий и снизит.

Цель работы состоит в развитии эффективных методов расчета несущей способности фланцевых соединений на основе экспериментальных и численных методов с целью разработки оптимальных узлов примыкания балки к колонне.

Задачи исследования:

1. Построение расчетной модели узла фланцевого соединения балки с колонной.
2. Проведение серии натурных испытаний образцов фланцевых соединений.
3. Компьютерное моделирование процесса деформирования и разрушения образцов, сравнительный анализ результатов, полученных в вычислительных и натурных экспериментах.
4. Оценка соответствия расчетной модели фланцевого соединения результатам натурного эксперимента (валидация расчетной модели).
5. Разработка методики аналитического расчета податливых фланцевых узлов, примыкания балки к колонне.
6. Сравнение результатов вычислительных экспериментов с компонентным методом расчета.
7. Верификация аналитической и численной методик расчета податливых узлов.

Научная новизна заключается в том, что:

1. Разработано новое конструктивное решение податливых узлов примыкания балки к колонне. Данное решение позволяет повысить несущую способность изгибаемых балок, в сравнении с шарнирным или жестким примыканием балки к колонне.
2. Предложен алгоритм определения предельной несущей способности двутавров при действии поперечных сил в узлах примыкания балки к колонне.
3. Установлена степень влияния толщины фланца на общую жесткость узла.

Теоретическая и практическая значимость работы.

Разработанные в диссертации положения и алгоритмы решения поставленных задач, проведенные экспериментальные исследования позволяют снизить металлоемкость стальных конструкций, повысить эффективность применения фланцевых соединений.

Результаты работы могут быть использованы при расчете и конструировании податливых узлов примыкания балки к колонне.

Методология и методы исследования.

В работе использованы теоретические (аналитические и численные) и экспериментальные методы исследования. Решения задач базируются на известных теоретических положениях и принципах строительной механики, теории сопротивления материалов, математического моделирования и экспериментальных данных. Достоверность полученных результатов подтверждается корректностью математической постановки задачи, использованием известных численных методов решения краевых задач с привлечением верифицированных программных комплексов промышленного типа, сходимостью с данными натурных экспериментов.

Основные положения, выносимые на защиту:

1. Результаты экспериментальных исследований фланцевых соединений балки с колонной.
2. Результаты численной реализации задачи расчета фланцевых соединений с учетом податливости.
3. Конструктивное решение и аналитический метод расчета податливых узлов примыкания балки к колонне. Сопоставление результатов численного моделирования и натурных экспериментов.

Апробация результатов исследования осуществлена в публикациях, докладах и выступлениях на следующих конференциях: Международной научно-технической конференции «Строительство, архитектура и техносферная безопасность» (ICCATS-2021); XI Всероссийской молодежной конференции аспирантов, молодых ученых и студентов «Современные технологии в

строительстве. Теория и практика»; X Всероссийской молодежной конференции аспирантов, молодых ученых и студентов «Современные технологии в строительстве. Теория и практика»; IX Всероссийской молодежной конференции аспирантов, молодых ученых и студентов «Современные технологии в строительстве. Теория и практика» 2017-2021г.; Выставка исследовательских работ в рамках СНИЛ и СКБ 2017г.

Работа обсуждалась на научных семинарах кафедры «Строительные конструкции и вычислительная механика» (ПНИПУ, г. Пермь); конференция по гранту от межвузовского кампуса мирового уровня «Будущее Пармы».

Публикации. По исследуемой теме опубликовано 8 работ, в том числе 3 в ведущих рецензируемых научных изданиях.

Личный вклад автора: постановка задачи (совместно с научным руководителем), проведение натурных экспериментов, аналитического и численных расчетов податливых фланцевых соединений, написание научных статей.

Объем и структура диссертации: Диссертация состоит из введения; четырех глав, заключения, списка литературы. Общий объем диссертации 106 страницы, включая 5 таблиц, 45 рисунков и схем. Список использованной литературы содержит 126 наименования.

ГЛАВА 1. АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР МЕТОДОВ РАСЧЕТА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ФЛАНЦЕВЫХ УЗЛОВ И ПУТЕЙ ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА ТЕХНИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ»

1.1. Анализ проблем и тенденции развития соединений конструкций в зданиях с несущим металлическим каркасом

В практике современного строительства используются несущие металлические каркасы, как в промышленных, так и жилых зданиях. Соединения горизонтальных и вертикальных элементов каркаса могут быть решены по-разному. Выбор типа узла зависит от конструктивной схемы здания, опыта проектирования, особенностей объекта и района строительства. Среди всех типов соединений можно выделить три основных вида: сварные, болтовые, заклепочные соединения. Последний тип узлов практически не применяется в современных зданиях. В свою очередь болтовые соединения можно подразделить на фрикционные, фланцевые, соединения на срезных болтах и фрикционно-срезные.

Фланцевые соединения широко применяются в строительстве. Им присущи все достоинства разъемных соединений [102]. К ним относятся:

- Возможность многократной сборки разборки без повреждений конструкции.
- Надежность конструкции при динамических нагрузках.
- Монтаж при любых климатических условиях.
- Позволяют снизить дефекты конструкций, возникающие при строительстве.
- Позволяют добиться максимальной заводской готовности отдельных конструктивных элементов.

В отличие от фрикционных, фланцевые соединения не требуют подготовки контактирующих поверхностей, количество болтов значительно меньше (в 2-3 раза). Кроме того, во фланцевых соединениях отсутствуют дополнительные накладки.

Основной недостаток фланцевых соединений возникает при сборке каркаса и проявляется в отсутствии компенсационной способности [102]. Возможность доработки по месту практически отсутствует. Необходимо обеспечивать высокое заводское качество и проведение контрольной сборки в рамках производства. Допустимый зазор в околболтовой зоне нормируется, и не должен превышать 0,1 мм. Зачастую данное требование не выполняется [104].

Применение металла в строительных конструкциях начиналось в средние века. Так в нашей стране при строительстве Успенского собора во Владимире была использована система металлических затяжек, при строительстве собора Василия Блаженного подобная система затяжек применена для подвеса потолков. В начале XVIII века была освоена технология литья чугуна, позволяющая применять полученные конструкции в промышленном и гражданском строительстве. Появляются первые мосты и стропильные конструкции, отлитые из чугуна. Соединения отдельных чугунных элементов, как правило, выполнялись на проушинах. Фасонный прокат появился лишь в 40-х годах 18-го века. Появилась возможность применять двутавры и листовой металл в пролетных конструкциях. Между собой элементы соединялись при помощи заклепочных соединений. Данное соединение считается весьма трудоемким, даже по меркам 18-го века. Активное применение электродуговой сварки началось с середины 20 века. Данная технология позволила резко снизить трудоемкость при изготовлении и снизить вес готовой продукции. Каркасы зданий принимают более современное очертание.

Несмотря на то, что болтовые соединения появились в 18-м веке, широкое распространение в строительстве они получили после появления

высокопрочных болтов из прочной термически обработанной стали (Ст.35, 40Х). Соединения на болтах из черных сталей имели большую податливость на сдвиг, чем заклепочные соединения. В свою очередь высокопрочные болты по своим эксплуатационным характеристикам не уступают заклепочным. Высокая несущая способность стали позволяет добиться усилия затяжки, при котором все поперечные воздействия передаются через трение между контактными поверхностями.

Термин фланец (от немецкого *Flansch*) означает плоскую деталь (пластину) с отверстиями для болтов, предназначенную для соединения с другим плоским элементом или фланцем. Термин фланец применим в различных областях, в первую очередь актуален при соединении трубопроводов, где позволяет добиться герметичности соединения.

В строительстве термин «фланцевый узел» был введен значительно позже первого применения. Так профессор Н. С. Стрелецкий приводит узлы сопряжения балки с колонной при помощи торцевой пластины (фланца). Конструктивно узел состоит из фланца, опорного столика, пластин по верхнему поясу балок. Фланец соединяется с полкой колонны при помощи болтов или заклепок. По принципу работы узел может быть гибким (шарнирным) и жестким. В конструкции жесткого узла тип и количество болтов рассчитываются на моментную нагрузку, в остальном жесткий узел идентичен шарнирному. Поперечная нагрузка воспринимается опорным столиком. Для лучшего восприятия момента автор предлагает перекрывать верхние пояса балок «рыбками» (пластинами переменного сечения). Рамный момент, передаваемый на колонну, не значительный. Усилие в болтах распределяется по треугольной эпюре и пропорционально расстояниям e_i и определяется по формуле (1).

$$N_i = N_1 \frac{e_i}{e_1} , \quad (1)$$

где N_i - усилие в i -ом ряду болтов, e_i - расстояние от соответствующего болта до центра поворота сечения, e_1 - расстояние от вернего болта до центра

поворота сечения .

Суммарный момент, воспринимаемый сечением, определяется по формуле (2).

$$M_{\text{болт.}} = \sum N_i e_i \quad (2)$$

Рекомендуемую толщину торцевой пластины автор не указывает.

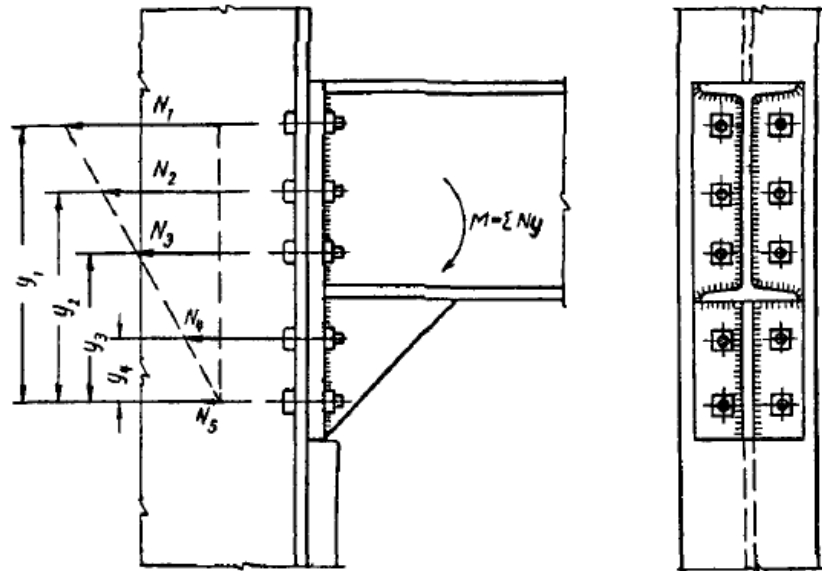


Рисунок 1.1. – Распределение усилий в болтовом соединении

Фланцевые узлы нашли применение при строительстве «сталинских высоток» в 50-х годах. Конструкция узлов аналогична узлу, приведенному в книге Н. С. Стрелецкого. Болты распределяются равномерно по высоте фланца, поперечная нагрузка воспринимается опорным столиком. Момент распределяется между болтами, по треугольной эпюре.

«Сталинские высотки» остались наиболее знаковыми объектами, возведенными в СССР именно с использованием стального каркаса. В жилых и общественных зданиях преобладала технология сборного железобетона. В промышленных зданиях также применялись сборные железобетонные конструкции, реже стальной каркас. Основной объем металла реализовывался в машиностроительной сфере при производстве военной техники. Технология стального каркасного строительства практически не развивалась.

В 80-е года в СССР разрабатываются серии типовых решений, так выходит «Руководство по проектированию стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров»[108], серия рамных и шарнирных узлов стальных конструкций [107].

Фланцевые узлы ферм с поясами из двутавров воспринимают преимущественно продольные усилия. Расположение болтов по ширине и высоте фланца симметричное. Толщина фланцев значительна, принята на основании прочностного расчета и составляет 28 и 32 мм.

В серии [107] приведены различные соединения, в том числе узлы фланцевых соединений, примыкания балки к колонне. Данные узлы принято считать абсолютно жесткими. В СССР отсутствовали расчетные комплексы, позволяющие оценить деформативность и напряженное состояние узлов, в результате чего узлы усиливали множеством конструктивных элементов, таких как: ребра жесткости, расширение болтовой зоны, обратные фланцы, опорные столики.

Применение данных узлов в современных жилых и общественных зданиях затруднено в силу значительных габаритов. Отсутствие опыта и нормативной базы не позволяло стальному каркасу конкурировать с железобетоном в сфере многоэтажного строительства.

Монолитный железобетонный каркас позволяет реализовать практически любое архитектурное решение. Данное преимущество позволило практически полностью заменить панельные и сборные каркасные здания монолитными. При этом увеличилось количество «мокрых» работ на строительной площадке, увеличились сроки строительства.

Здания со стальным каркасом имеют преимущества сборного каркаса по скорости монтажа и преимущества монолитного каркаса по реализации объемно-планировочных решений. Зарубежный опыт быстроразвивающихся стран, таких как Китай, США, показал тенденцию развития строительных технологий в сторону увеличения процента зданий со стальным каркасом. Технологичность современных заводов металлических конструкций

позволяет изготавливать несущие элементы каркаса с высокой точностью. На строительной площадке требуется лишь произвести сборку отправочных элементов. Работы при возведении стального каркаса выполняются при минимальном количестве оборудования и материалов, хранящихся на строительной площадке, и минимальных требованиях к инфраструктуре. Последний фактор особенно важен при застройке густонаселенных центральных районов городов ввиду ограниченного пространства для складирования оборудования, материалов и временного обустройства площадок.

Рамно-связевой каркас является наиболее распространенной конструктивной схемой зданий, вне зависимости от технологии строительства. При проектировании подобных каркасов, узлы сопряжения ригелей с колоннами считают, как правило, либо абсолютно жесткими, либо идеальными шарнирами. В действительности узлы обладают податливостью, что подтверждается многочисленными исследованиями. Данная характеристика является одной из самых важных для узла. Так, например, в работах [42,70] рассмотрены способы усиления узла различными вариантами ребер жесткости и накладок. Использование подобных конструктивных элементов уменьшает податливость узла, но при этом узел не удастся сделать абсолютно жестким в соответствии с классификацией еврокода [37]. Пренебрежение податливостью узлов может привести к существенным ошибкам при выполнении статического расчета каркаса.

Исследования жесткостных и прочностных характеристик узлов строительных конструкций актуальны и в настоящее время. В зависимости от величины податливости узел можно условно считать шарнирным либо абсолютно жесткими. В РФ при проектировании жесткого узла, стремятся избавиться от любого малейшего поворота опорного сечения балки. По серии 2.440-2 (1989г.) фланцевые соединения рамных узлов усиливают множеством конструктивных элементов: ребра жесткости, вуты, обратные фланцы и пр. На основании исследований [54,75,85], включающих

численные и натурные испытания, можно сделать вывод, что усиление соединений приводит к увеличению прочности и уменьшает деформативность соединения. Отсутствие возможной пластичности снижает способность соединения рассеивать колебания, вызванные, например, сейсмическими нагрузками. Так, в Нортридже (США) после землетрясения более 150 металлических рамных каркасов имели разрушения в зоне узлов ригель-колонна [119]. Разрушения имели хрупкий характер и связаны были с большой жесткостью узлов. На основании проявившихся дефектов можно сделать вывод о преимуществах болтовых соединений перед сварными, и податливыми узлами перед жесткими при строительстве в сейсмоопасных районах [35,57].

Европейская нормативная документация позволяет проектировать податливые узлы. Тем более Еврокод 8 обязывает при проектировании зданий на сейсмические воздействия предусматривать зоны рассеивания колебаний. Конструктивно данное решение может предусматриваться либо в стыке балка-колонна, либо на самой балке, например, локальное уменьшение полок балки вблизи соединения с колонной [35].

1.2. Обзор методов решения задач по расчету несущей способности и оценке податливости фланцевых соединений

Исследованию фланцевых соединений посвящены многие работы В. Катюшина. Автор отмечает преимущества и недостатки данных узлов. Одним из недостатков и, одновременно достоинств является то, что они не обладают компенсационной способностью. Данная особенность, с одной стороны, требует высокой точности при изготовлении, проведения контрольной сборки, с другой стороны, позволяет собирать конструкции без дополнительной выкладки монтажных элементов. Исследования автора направлены в первую очередь на промышленные здания с применением рам переменного сечения. Промышленные здания преимущественно

одноэтажные и с малым количеством пролетов. В гражданских зданиях значительно большее количество этажей и присутствует регулярная сетка колонн. Обеспечить плотность примыканий фланцев в 0.1 мм практически невозможно без дополнительной подгонки на строительной площадке.

В основу расчета фланцевых соединений В. Катюшин закладывает принцип предельного равновесия Т-образного фланца, жестко защемленного в околболтовой зоне. Расчет узла начинается с определения реактивных усилий в растянутой зоне соединения. Под реактивными усилиями автор понимает усилия, возникающие в полке и стенке двутавра. В силу того, что фланцевое соединение не является абсолютно жестким, напряжения по высоте сечения будут распределяться не по треугольной эпюре.

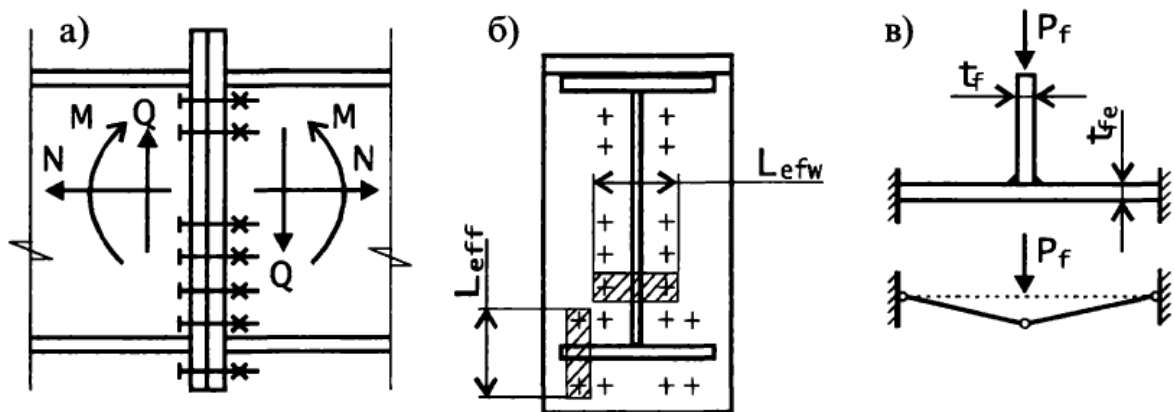


Рисунок 1.2. – Принцип разделения узла на Т-образные фланцы

Пластический момент расчетного Т-образного фланца может быть определен по формуле:

$$M_p = \frac{P_f \cdot L_{eff}}{8} \quad (3)$$

где M_p – изгибающий момент Т-образного фланца, P_f – сосредоточенная сила, L_{eff} – расчетный пролет Т-фланца поперек полки.

Реактивные напряжения в растянутой полке определяются по формуле

$$\sigma_f = \frac{2R_{yfl} \cdot t_{fl}^2}{t_f \cdot L_{eff}} \quad (4)$$

где σ_f – реактивные напряжения полки двутавра, R_{yfl} – расчетное сопротивление стали фланца, t_{fl} – толщина фланца. Аналогичным образом определяется реактивные усилия в стенке двутавра.

Условия равновесия сечения определяются по формуле:

$$\int_0^{h_{ef}} \sigma_{r(y)} \cdot dy = M + N \cdot h_{Nx}; \quad (5)$$

где:

h_{Nx} – расстояние от нейтральной оси до линии действия продольной силы.

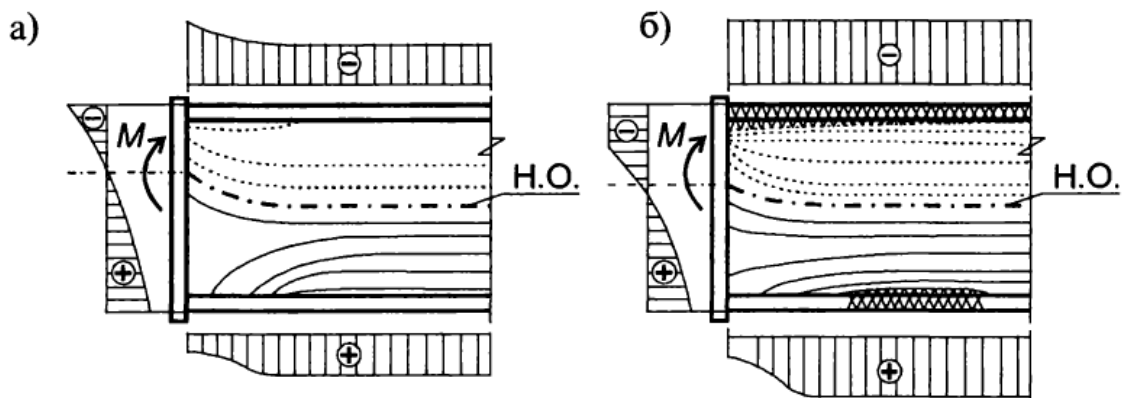


Рисунок 1.3. – Распределение напряжений в околофланцевой зоне.

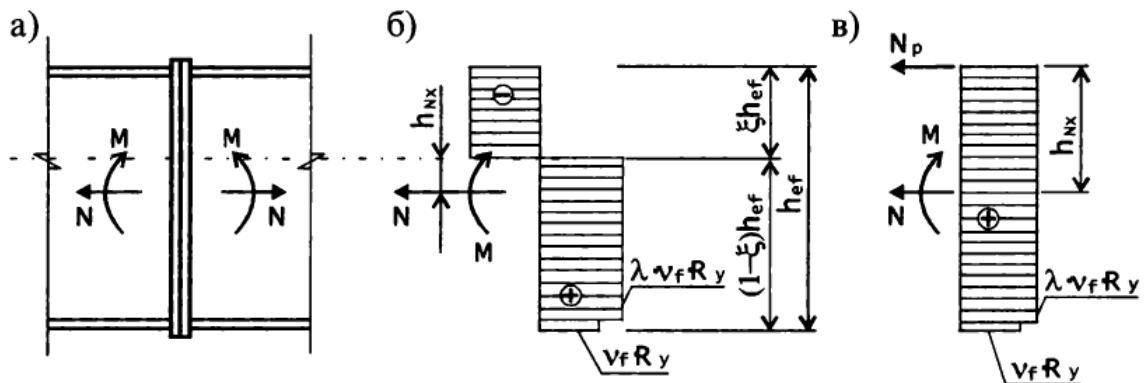


Рисунок 1.4. – Определение положения нейтральной оси и реактивных напряжений.

Автор отмечает, что определение толщины фланца трудоемкая задача. При расчете фланца необходимо учитывать пространственную работу пластины, пластические деформации, большие перерезывающие силы. В основе расчета используется метод предельного равновесия. Фланец при

внешней нагрузке деформируется, внешние силы совершают работу, которая приравнивается к работе внутренних сил.

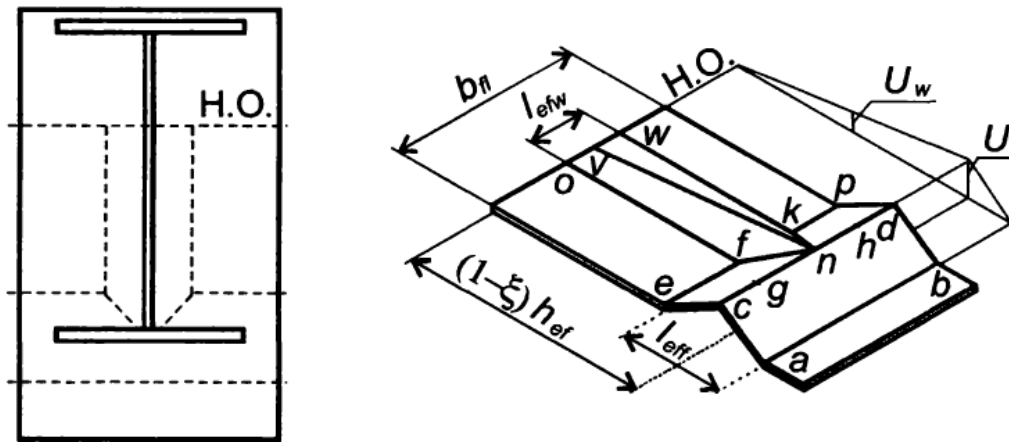


Рисунок 1.5. – Расчетная схема деформированной поверхности фланца.

В.В. Катюшин достаточно подробно рассмотрел работу фланцевых соединений. Исследование имеет значительную теоретическую составляющую и подкреплены натурными испытаниями. Однако исследование автора направлено на каркасы с рамами переменного сечения. Отличительной особенностью является большая высота балок (1-2 метра), у данных балок нет проблем с размещением болтов по высоте сечения.

В книге [94] И.А. Биргер, Г.Б. Иосилевич подробно рассмотрены проблемы проектирования резьбовых и фланцевых соединений. Несмотря на то, что автор делает акцент на машиностроительное направление, основные принципы расчета напряженно-деформированного состояния болтового соединения общие с узлами строительных конструкций. В работе рассмотрены нормативные требования, предъявляемые к болтовым соединениям, подробно изложен подход к определению сил. Приведены результаты, посвященные оценке концентрации напряжений в резьбе. Также авторы большое внимание уделяют экспериментальным исследованиям несущей способности соединений при статической и переменной нагрузке. Авторами вводится термин конус давления, что представляет собой наибольшие нормальные напряжения, действующие возле отверстия под болт соединяемых деталей (Рис. 1.6). Принято считать что при действии

внешней нагрузки основные деформации происходят также в пределах конуса продавливания.

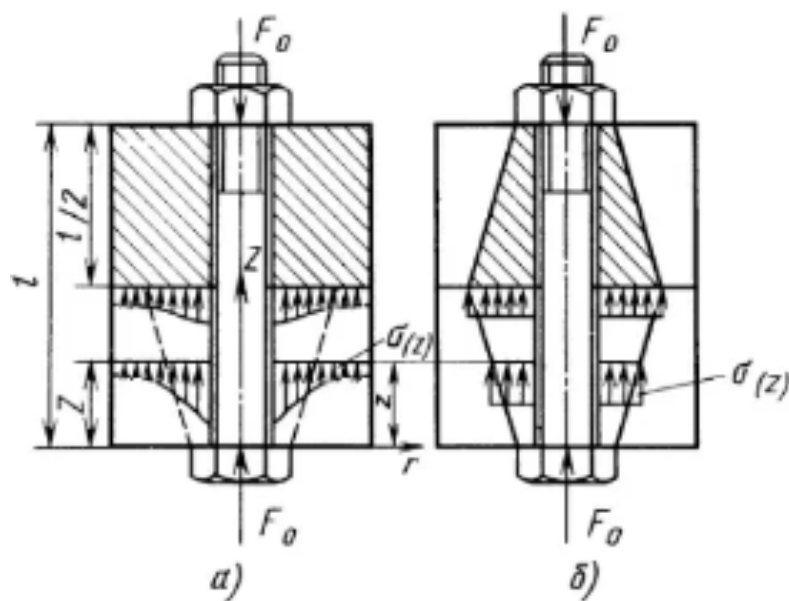


Рисунок 1.6. – Схемы распределения напряжений в стягиваемых деталях.

И.А. Биргер, Г.Б. Иосилевич отмечают, что усилие в болтах состоит из усилия затяжки и дополнительного усилия от внешней нагрузки. Дополнительное усилие от внешней нагрузки будет зависеть от величины удлинения болта и величины укорочения (сжатия) промежуточных деталей при затяжке. Снизить усилие в болтах возможно при уменьшении жесткости болта и увеличении жесткости стягиваемых деталей (фланцев). Основное правило конструирования резьбовых соединений, вытекающее отсюда может звучать как: жесткие фланцы- податливые узлы.

При действии на болтовое соединение растягивающей и изгибающей нагрузки возникает деформация сжатия фланцев, учет этой деформации несущественный для оценки плотности стыка не является существенным. Но при определении внутренних усилий болтов, жесткость фланцев должна учитываться. Автор приводит расчетную схему для определения усилий в болтах, наибольшие реакции возникают в точках А и В, усилия в прочих болтах изменяются по треугольной эпюре (Рис. 1.7).

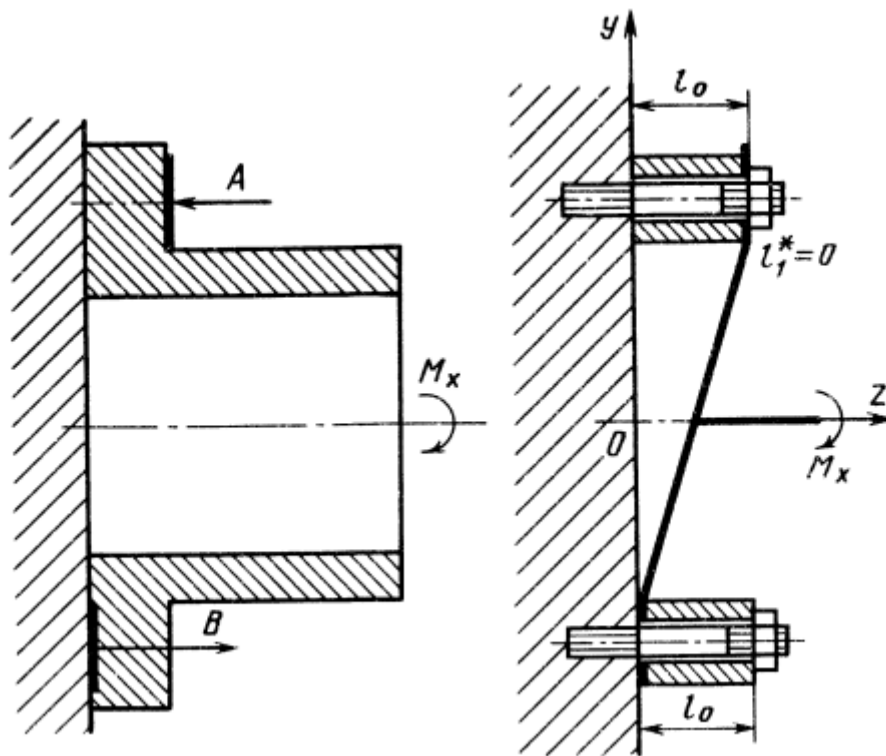


Рисунок 1.7. – Расчетная схема соединения, работающего на изгиб.

Теоретическую составляющую автор дополнил результатами натурных экспериментов. В качестве измерительного оборудования для определения деформаций в болтах использовались тензорезисторы с базой 10 мм. И.А. Биргер, Г.Б. Иосилевич приходят к выводу, что жесткость фланца влияет на сходимость натурных экспериментов с различными расчетными методиками.

Распределение напряжения в болтах по виткам резьбы отдельно, подробно рассмотрена авторами. В результате нагрузки витки резьбы подвергаются деформациям сдвига и изгиба. Сложность задачи обуславливается различной точностью изготовления и неравномерностью распределения напряжений между витками (Рис. 1.8). В результате расчетов по аналитической методике и КЭ расчетом, было выявлено ориентировочное соотношение между напряжениями на витках резьбы. Второй виток резьбы воспринимает нагрузку меньшую в 1,6-1,7 раза чем первый, при этом напряжение во впадине под вторым витком в 2,5 раза ниже чем под первым. Распределение напряжений во впадинах резьбы является одним из наиболее важных факторов, при проектировании резьбовых соединений.

болтов вызвано замедленным разрушением. Болты с $\sigma_B > 1200 \text{ МПа}$ могут разрушиться через несколько часов после установки, с предварительной затяжкой. При лабораторной проверке склонности болтов к такому виду разрушения, выявлено, что ключевым фактором, приводящим к замедленному разрушению, является угол перекоса (около 8°). Помимо этого, автором отмечены следующие причины замедленного хрупкого разрушения:

- Дефекты конструкции болта (малые радиусы закругления в резьбе.
- Неполное обезводороживание после нанесения покрытий и химического травления.
- Некачественная сборка, приводящая к перезатяжке.
- Неудовлетворительные условия эксплуатации, например попадание химически активных веществ в зону концентрации напряжений.

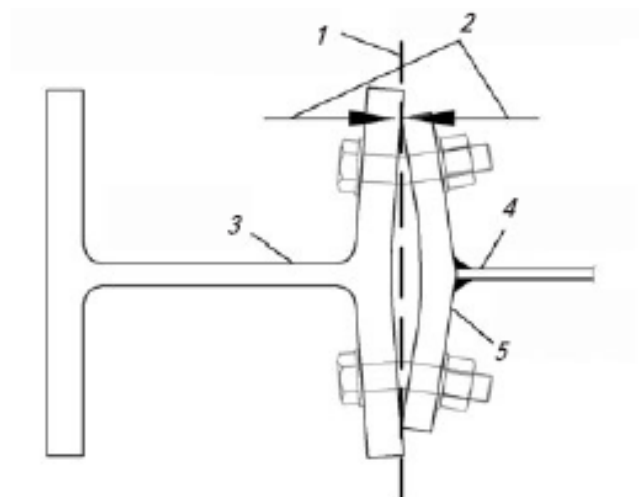
Низкая температура негативно сказывается на прочности болта. Экспериментально доказано, что болты из сталей 10 и 40Х сохраняют хорошие пластические свойства при температуре равной -60°C и предпочтительней к использованию во фланцевых соединениях в регионах с низкими температурами. Уменьшение шага резьбы и повышение площади поперечного сечения также благоприятно сказывается на несущей способности и снижает склонность к хрупкому разрушению. Так, например, при увеличении диаметра болта с 6 до 24 мм критическая температура возрастает вдвое.

Усталостное разрушение наиболее часто встречается в результате переменной, многоциклового нагрузки. При этом амплитуда переменной нагрузки необходимой для разрушения ниже в 10-20 раз чем при статическом разрушении. Наиболее слабым местом в соединении при переменной нагрузке является резьба. Ключевым параметром, определяемым экспериментально, является предел выносливости. Пределом выносливости называют напряжение, при котором образец может выдерживать заданное число циклов. Обычный способ определения предела выносливости состоит

в последовательном разрушении ряда образцов под действием напряжений с определенной амплитудой. Предел выносливости допустимо определять на основании результатов испытаний 8-10 образцов. Если два или три образца не разрушаются при данном цикле нагружений, то соответствующее напряжение можно называть пределом выносливости.

Ведяков И. И., Конин Д. В. провели исследование, включающее натурный эксперимент и математическое моделирование Т-образных фланцевых соединений [122,125]. Цель исследования направлена на оценку влияния зазора во фланцевом соединении на несущую способность фланца. Требование к зазору в 0,1 мм при приемке конструкций является необоснованным с точки зрения механической прочности. Авторы исследования установили степень влияния грибовидности на несущую способность фланца. Установлено что наличие зазоров 1,5 мм в зоне болтов и грибовидность фланцев приводит к изменению условий развития рычажных сил и снижает несущую способность не более чем на 3 процента.

В качестве одной из проблем проектирования фланцевых соединений по существующим зарубежным и отечественным методикам. Ведяков И. И. и Конин Д. В. отмечают то, что для упрощения расчета используется гипотеза недеформируемости плоскости контакта (полки колонны или фланца). При рассмотрении узла в сборе, с учетом деформирования, возникает рычажный эффект (Рис.1.9). Согласно экспериментальным данным, величина рычажного усилия может составлять до 40 % от предельных за счет гибкости фланца и полки колонны. С учетом пластических деформаций, возникает перегруз болтов от действия рычажных сил.



1 – первоначальная контактная плоскость;
2 – рычажная сила; 3 – колонна; 4 – балка;
5 – фланец

Рисунок 1.9. –Деформации фланцевого соединения.

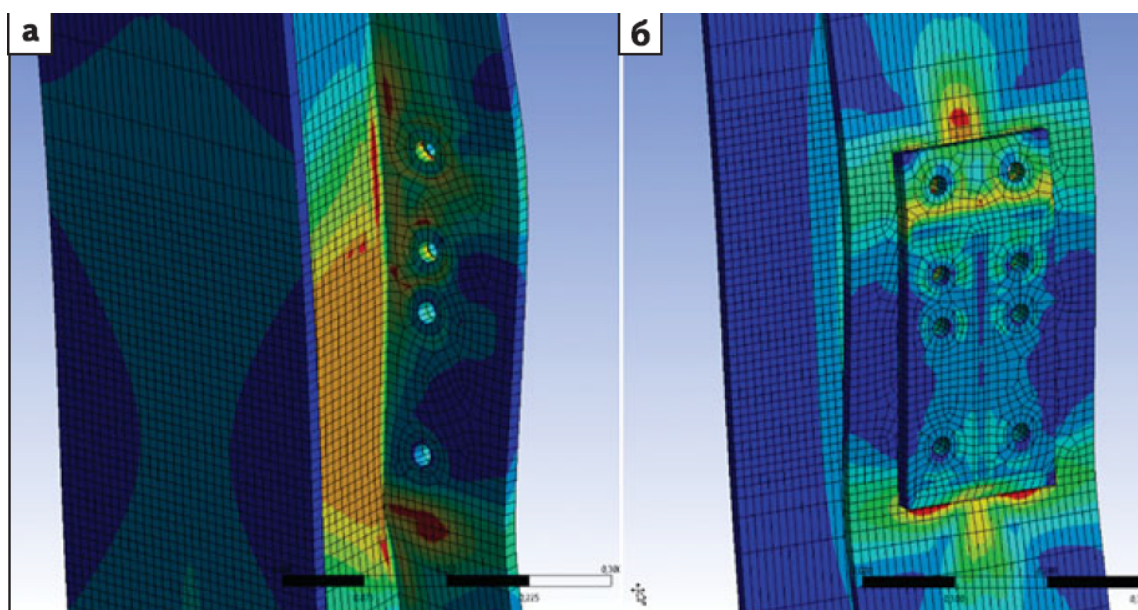


Рисунок 1.10. – НДС расчетной модели.

Авторами был выполнен КЭ расчет фланцевого соединения (Рис.1.10). Расчетная модель включает в себя колонну, фланец, болты. В расчете применен нелинейный контакт двух поверхностей фланца 0,3, что выше справочных единиц коэффициента трения стали о сталь. Упругопластические свойства стали принимались по СП16.13330. При сравнении КЭ расчета и зарубежной инженерной методики [57] выявлено расхождение максимальных изгибающих моментов. Для некоторых соединений

расхождение составило 40% и отмечается в соединениях с массивными колоннами, у которых толщина полки существенно превышает толщину фланца. Авторами предложено модифицировать формулу (6) из зарубежного пособия [57] расчета Т-образного участка фланцевого соединения, предлагается учитывать только упругую стадию работы (7).

$$P_r = \frac{2M_T \cdot n \sum (R_{bt} A_{bn} k_l)}{m+n} \quad (6)$$

$$M_T = \frac{L_{eff} t^2 R_y}{6} \quad (7)$$

где L_{eff} – эффективная длина изгибаемой части Т-образного участка фланца, t – толщина полки колонны или фланца, R_y – расчетное сопротивление стали, n – эффективное краевое расстояние, m – расстояние от центра болта до радиуса внутреннего закругления, R_{bt} – расчетное сопротивление растяжению одноболтового соединения, A_{bn} – площадь болта нетто, k_l – коэффициент, учитывающий разницу толщин фланца и полки колонны.

1.3. Обзор численных экспериментов фланцевых соединений

Множество работ зарубежных авторов посвящено исследованию работы и особенностям расчета фланцевых соединений. Так, автор Emmett Sumner исследовал работу фланцевых узлов при сейсмической нагрузке [78]. Автором проведено комплексное исследование, включающее натурные испытания, математическое моделирование, аналитическое обоснование полученных данных. Предложенная автором методика проектирования заключается в использовании балки сравнительно меньшей прочности, что приводит к образованию пластических деформаций в месте примыкания балки к фланцу и дальнейшее образование пластического шарнира именно в балке.

Авторы Bo Yang, Kang Hai Tan провели исследования шарнирных и податливых узлов примыкания балок к колоннам [13]. Целью исследования было проверить возможность восприятия узлом продольной и изгибающей нагрузки, при прогрессирующем обрушении (выключении колонны из работы каркаса). Исследование показало возможность расчета фланцевых узлов с учетом смены расчетной схемы при проверке здания на прогрессирующее обрушение.

Mohsen Gerami, Hamid Saberi провели исследование двух типов фланцевых соединений на циклическую нагрузку [66]. В исследовании рассмотрены узлы с Т-образными фланцами, узлы с фланцем на всю высоту балки. Экспериментальные данные сравнивались с данными математического моделирования. При моделировании использовались нелинейные типы контактов. Для описания физических свойств металла использовалась полилинейная диаграмма деформирования. Расчет выполнялся с учетом конструктивной нелинейности, на первом шаге расчета происходило натяжение болтов, на последующих выполнялось нагружение образца. В исследовании достигнута хорошая сходимость численного расчета и эксперимента. На основании данных полученных экспериментально и математически сделан вывод о преимуществах Т-образных соединений при рассеивании энергии сейсмического воздействия (Рис.1.11).

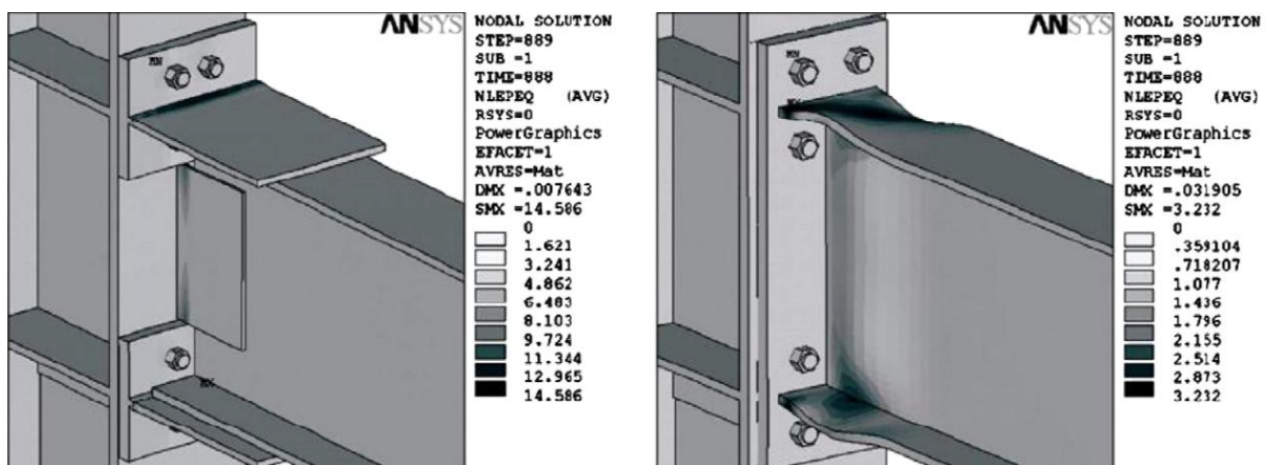


Рисунок 1.11. – Т-образное фланцевое соединение, фланцевое соединение на всю высоту балки.

Pisarek Z. В своем исследовании приводит данные по натурным испытаниям Т-образных болтовых соединений [69]. В нормативной литературе [37] приведены расчеты только для двухболтового Т-образного соединения, автор рассмотрел соединение выполненное с четырьмя болтами в одном ряду [68] (Pisarek). Выполнено сравнение аналитической модели и натурального эксперимента. Экспериментальные и аналитические данные имеют хорошую сходимость. Автором получено четыре формы разрушения, в зависимости от толщины фланца и диаметра болтов (Рис.1.12). В отличие от двухболтового соединения, в котором возможно три характерных сценария отказа.

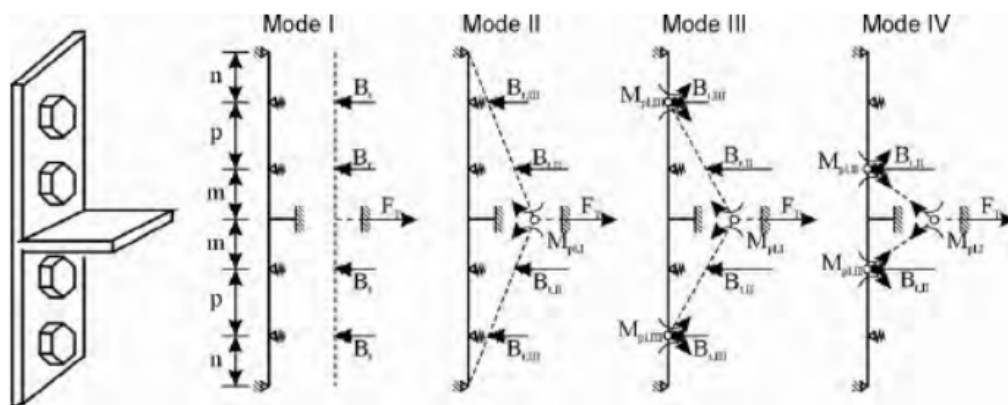


Рисунок 1.12. –Сценарии разрушения 4-х болтового фланцевого соединения.

Khang T Huong, Cung H Nguyen в своем исследовании показали отсутствие необходимости усиления Т-образного соединения продольными ребрами [54]. Вклад в несущую способность и жесткость подобного конструктивного решения не более 2%.

Авторы K Al Fakih, S C Chin провели исследование несущей способности и деформативности фланцевого соединения при помощи конечно-элементного моделирования [44]. Получен билинейный график деформирования узла. Экспериментальные и расчетные данные хорошо коррелируют между собой.

Авторы E.L. Grismo, A.H. Clausen, A. Aalberg, M. Langseth провели комплексное исследование узлов фланцевых соединений, воспринимающих сейсмическую нагрузку [45]. КЭ модель выполнена в объемных твердотельных элементах. Размер КЭ применен от 3 до 5 мм, количество элементов по толщине 3-4 (Рис.1.13). В модели используются полилинейная диаграмма деформирования стали, теория прочности по нормали к главным напряжениям, учитываются нелинейные контакты между соприкасающимися элементами. Модель хорошо коррелирует с натурными испытаниями.

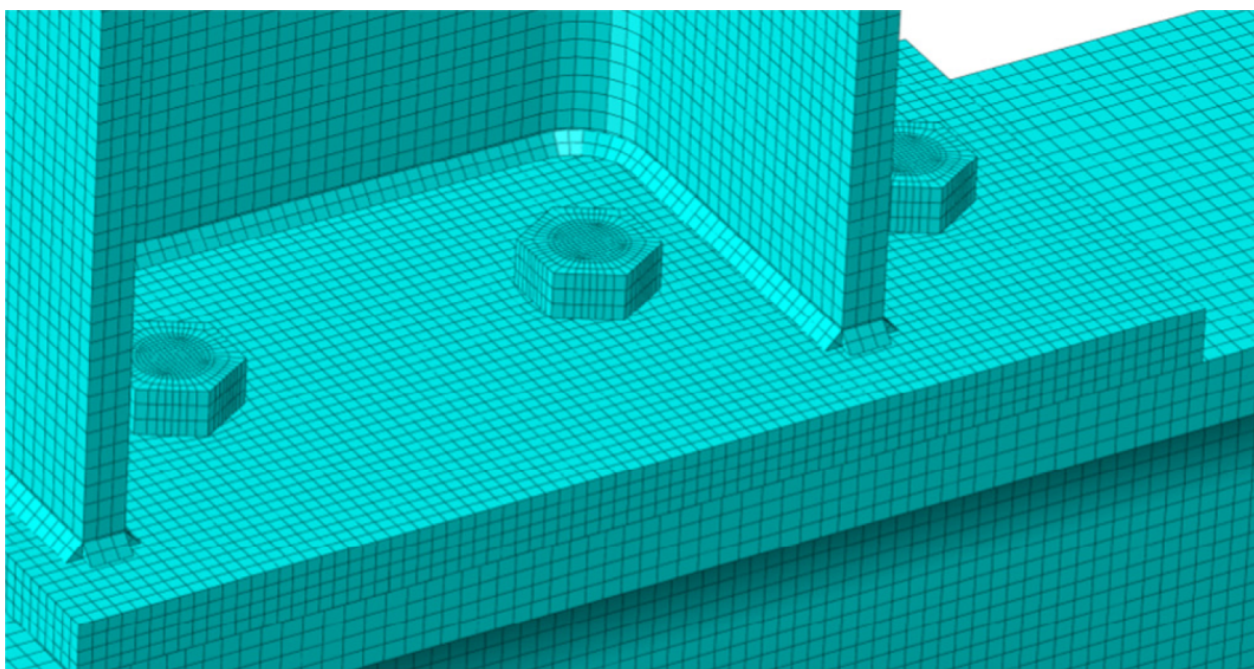


Рисунок 1.13. – Конечно-элементная модель.

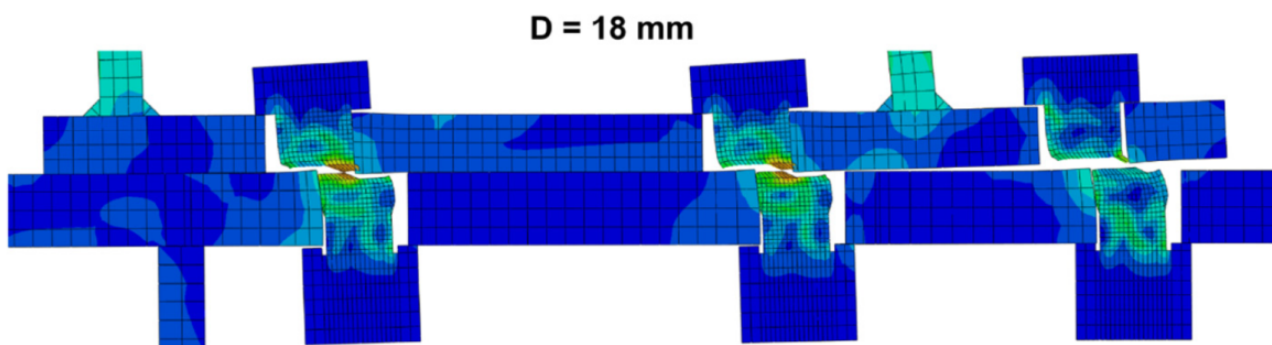


Рисунок 1.14. – Конечно-элементная модель.

Обзор нормативной документации фланцевых соединений

В обязательной нормативной документации РФ упоминаются общие требования к проектированию фланцевых соединений [СП16]. Требования норм к расчетному обоснованию принятых решений обязывает проектировщика использовать апробированные методы, учитывать геометрическую и физическую нелинейность. Аналитические методики по расчету несущей способности и деформативности фланцевых узлов в действующих нормах отсутствуют. Расчет некоторых узлов возможно выполнять по указаниям различных пособий и нормативных документов [107,108,110], которые на данный момент являются справочными.

В рекомендациях по расчету и проектированию фланцевых соединений [110] приведена методика по расчету несущей способности фланцевых соединений из двутавров, парных уголков, замкнутых профилей, нагруженными продольной силой и изгибающими моментами. Толщина фланцев составляет 20-30 мм и подбирается в сочетании с применяемыми болтами М20-М27, после чего проверяется расчетом. Несущая способность колонны, как элемента, к которому примыкает фланцевый ригель, расчетом не рассматривается. Податливость фланцевого соединения также не рассчитывается.

Отечественными нормативными документами предусматривается либо шарнирное, либо жесткое соединение конструктивных элементов, что не всегда соответствует реальным соединениям. Возможно промежуточное состояние, которое в Еврокоде в зависимости от величины взаимного угла поворота элементов узла при действии единичного момента, признается полужестким (податливым).

В основу расчета несущей способности стальных конструкций, описанной в EN (1993-1-1-2009), заложен метод предельных состояний. Эксплуатационная пригодность и долговечность обеспечивается применением соответствующих коэффициентов надежности.

Расчет податливости узла, согласно EN (1993-1-8-2009), возможен при помощи проведения натурного эксперимента, математического моделирования или компонентного метода расчета узлов. Компонентный метод заключается в том, что узел представляет собой совокупность компонентов [12]. Несущая способность соединения в целом определяется, исходя из несущей способности его основных компонентов. Податливость узла определяется как совокупность податливостей последовательно и параллельно соединенных «пружин» (Рис.1.15).

При расчете узлов можно применять линейно-упругий или упругопластический расчет. В результате расчета можно получить зависимость «изгибающий момент – угол поворота» ($M-\varphi$).

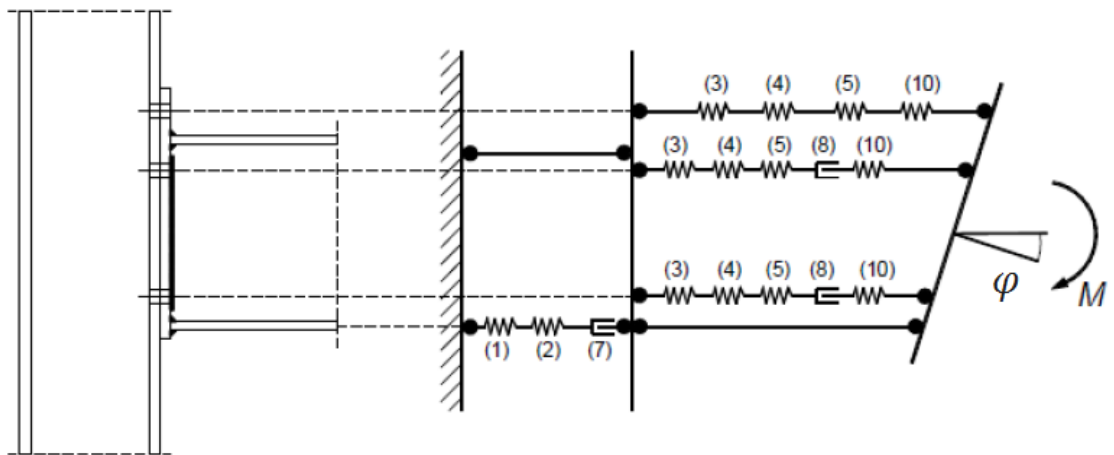


Рисунок 1.15. – Компоненты узла по Еврокод

На основе компонентного метода и метода конечных элементов разработан компонентный метод конечных элементов (КМКЭ), где основные компоненты (стенки и полки сечений) моделируются КЭ, а прочие компоненты рассчитываются по формулам EN.

Исследование корректности результатов расчета по КМКЭ приведено в работе [42], численные модели сопоставлены с испытаниями натурных моделей. Основными критериями для сравнения являлись предельный воспринимаемый момент и угол поворота сечения балки. Расчет несущей способности показал хорошую сходимость с натурным экспериментом,

погрешность составила 5-14%. Расчет по деформациям выявил недостаточную податливость использованных численных моделей. Углы поворота отличались от данных, полученных в ходе эксперимента на 25-90% (рис. 1.16).

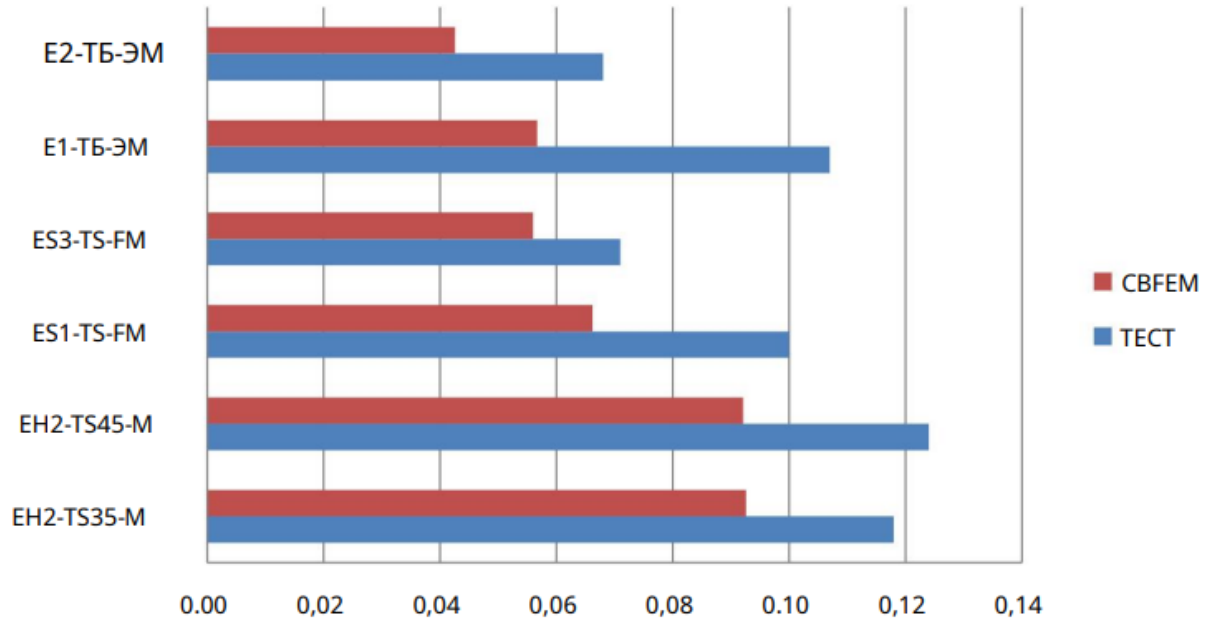


Рисунок 1.16. – Сравнение угла поворота [рад.], полученного при помощи КМКЭ (CBFEM) и натурального эксперимента, для различных типов узлов.

1.4. Обзор натуральных испытаний фланцевых соединений

Испытание фланцевых соединений принципиально не отличается от испытаний других строительных конструкций. В зависимости от цели эксперимента схема испытательного стенда может меняться. Фланец работает как пространственная пластина, со сложной формой деформирования. Изополя напряжений по всей площади пластины имеют большие градиенты. Кроме того, во фланце допустимы пластические деформации. Совокупность данных факторов затрудняет размещение тензодатчиков непосредственно на поверхности фланца. Для оценки напряженного состояния требуется выбор характерных точек, в которых будет произведена оценка деформаций или перемещений.

Авторы E.L. Grimsmo, A.H. Clausen, A. Aalberg, M. Langseth в своем исследовании провели серию испытаний фланцевых узлов подвергающимся сильным импульсным нагрузкам, возникающим в результате таких инцидентов как взрывы. Для определения характеристик материалов, были испытаны болты и образцы металла. Стенд для испытаний оборудован системой домкратов, способных прикладывать на образцы динамическую нагрузку. Контроль нагрузки выполнялся при помощи тензодатчика.

Во время испытаний производилась фотофиксация высокоскоростной камерой (с частотой 16000Гц), регистрация показаний тензодатчиков, регистрация лазерных датчиков перемещения (с частотой 250000Гц). Податливость основания испытательного стенда учитывалась при помощи установки датчиков перемещения.

A.Y. Elghazouli, C. Málaga-Chuquitaype, J.M. Castro, A.H. Orton провели испытание узлов типа балка-колонна. Балки примыкают к колонне при помощи уголков, соединенных высокопрочными болтами с полкой балки и колонны. Испытание проводилось циклической знакопеременной нагрузкой до разрушения образцов. Передача нагрузки осуществляется через шарнирный привод (Рис.1.17). На крепежных уголках были применены тензодатчики.

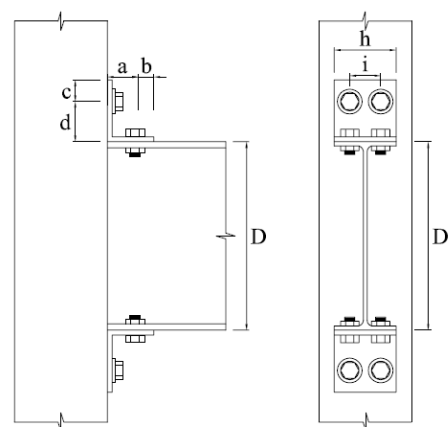
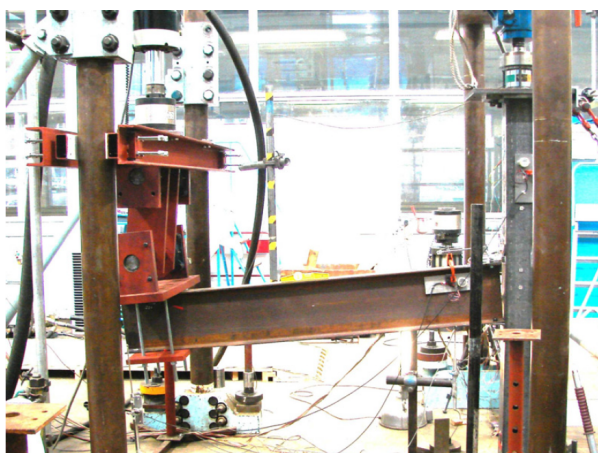


Рисунок 1.17. – Испытательный стенд и схема испытуемого узла.

Во Yang и Kang Hai Tan рассмотрели сценарий просадки основания одной из колонн, и влияние этой просадки на узел примыкания балок к

колонне. Стенд выполнен на неподвижном железобетонном основании. Вертикально расположенная П-образная рама оснащена гидравлическим домкратом с шарнирными опорами и тензорезисторами для определения усилия. Закрепления балок с двух сторон от узла выполнены шарнирными непосредственно к основанию. Дополнительно предусмотрены П-образные опоры, закрепляющие перемещения из плоскости действия момента. Нагрузка прикладывалась в перемещениях, со скоростью 6 мм/мин.

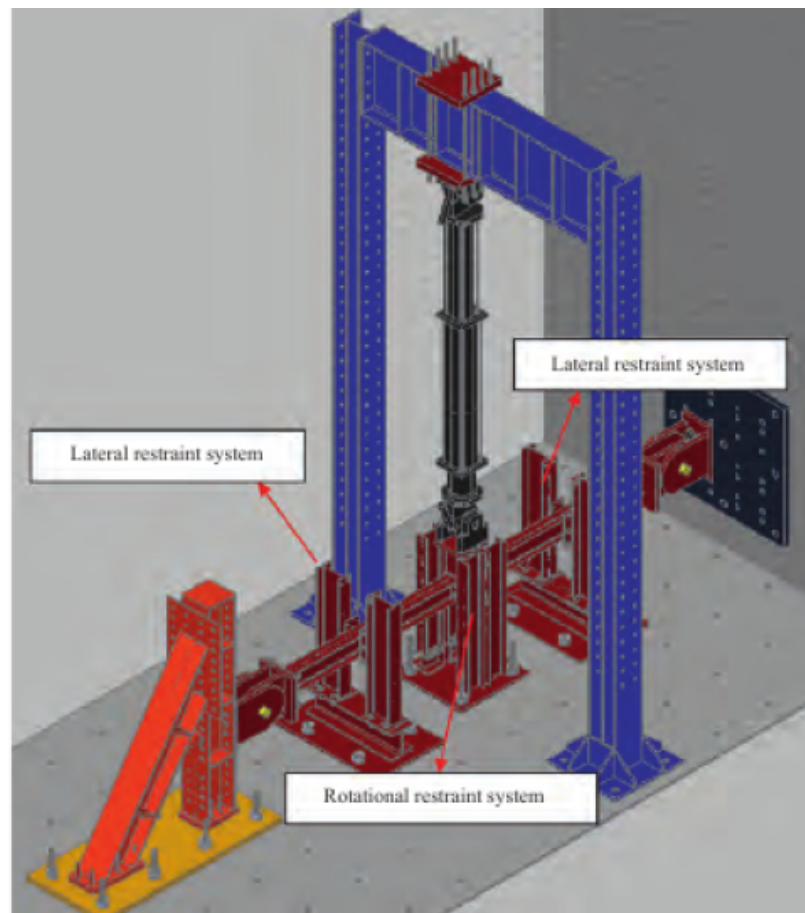


Рисунок 1.18. – Испытательный стенд.

Авторы E.L. Grimsno, A.H. Clausen, A. Aalberg, M. Langseth в рамках своего исследования провели испытание узлов фланцевых соединений. Всего было изготовлено два испытательных стенда: на воздействие квазистатических и динамических нагрузок. Испытание узлов на квазистатическую нагрузку выполнялось на стенде с шарнирно закрепленными балками, нагрузка прикладывается центрально вдоль колонны при помощи гидравлического домкрата (Рис.1.19). Балки

закреплены в неподвижном стенде шарнирно. Перемещение балки контролировалось при помощи датчиков перемещения трансформаторного типа, закрепленных на неподвижной основе. Помимо датчиков перемещения в эксперименте использованы видеокамеры, фиксирующие при помощи маркеров деформации образца. Частота записи данных приборов составляла 2 Гц для датчиков перемещения и 1 Гц для видеокамер.

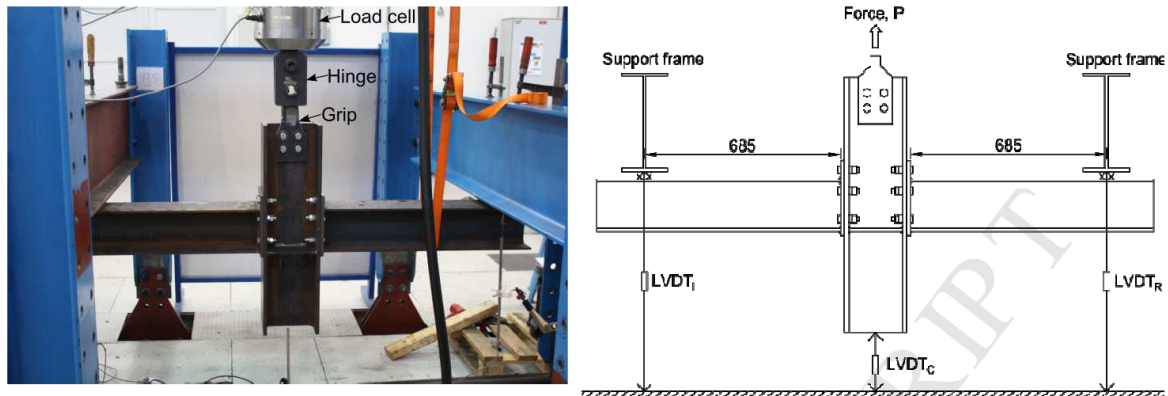


Рисунок 1.19. – Испытательный стенд с квазистатическим нагружением.

Испытание узлов на динамическую нагрузку выполнялось на сервогидравлическом испытательном комплексе. Система измерения выполнялась при помощи датчиков перемещения и видеокамер, частота записи данных приборов составляла 250000 Гц для датчиков перемещения и 16000 Гц для видеокамер.

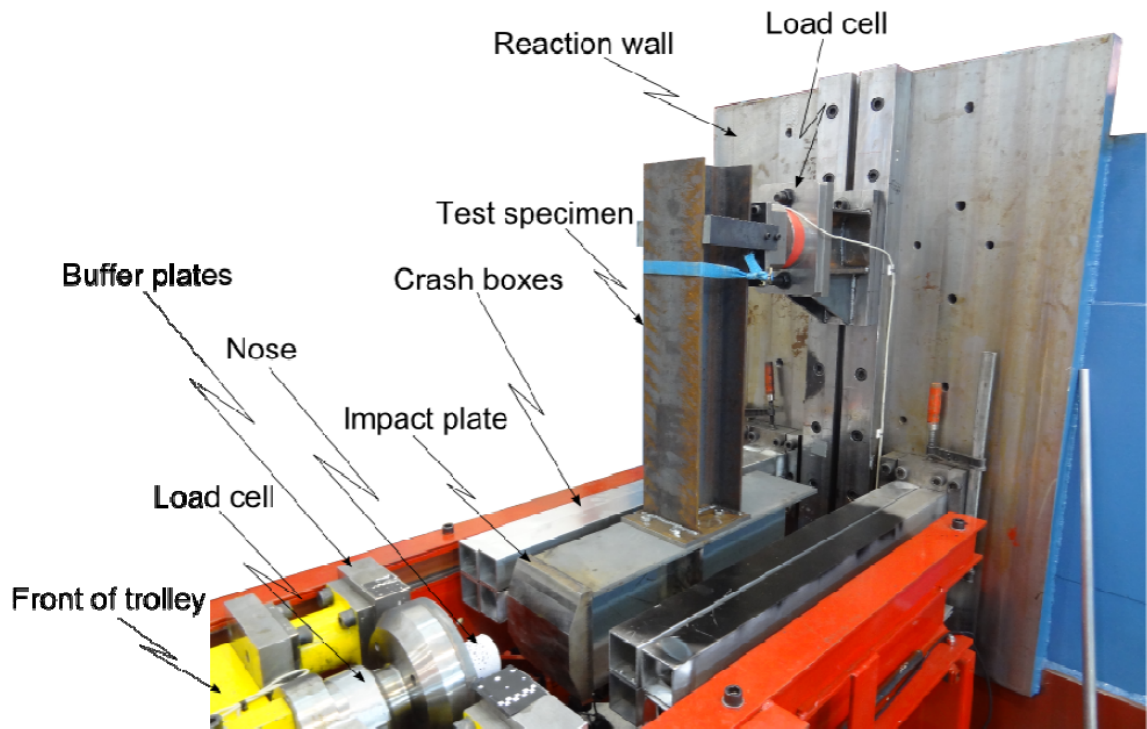


Рисунок 1.20. – Испытательный стенд с сервогидравлическим нагружением.

Massimo L., R. Gianvittorio, S. Aldina провели серию экспериментов фланцевых соединений с двумя рядами болтов. Особенность данного соединения в смене расчетной схемы в сравнении с Т-образным соединением. В проведенном эксперименте получены все три формы разрушения (Рис.1.21). Квзистатическая нагрузка была приложена с регулируемым перемещением с постоянной скоростью 0,02 мм/с. Особенность проведенного эксперимента заключалось в применении испытательного стенда с шарнирным рычагом. Данный стенд позволяет передать нагрузку от домкрата в виде растягивающего усилия на образец. Система измерения представляла собой совокупность датчиков перемещения, расположенных непосредственно на образце. Датчики располагались с обеих сторон, для возможности усреднения и двойного считывания показателей. В результате эксперимента зафиксировано преждевременное разрушение болтов, связанное с их изгибом при деформировании фланца. В результате проведенных экспериментов и моделирования соединения с двумя рядами болтов удалось добиться

хорошей сходимости (среднее соотношение составило 1,078).

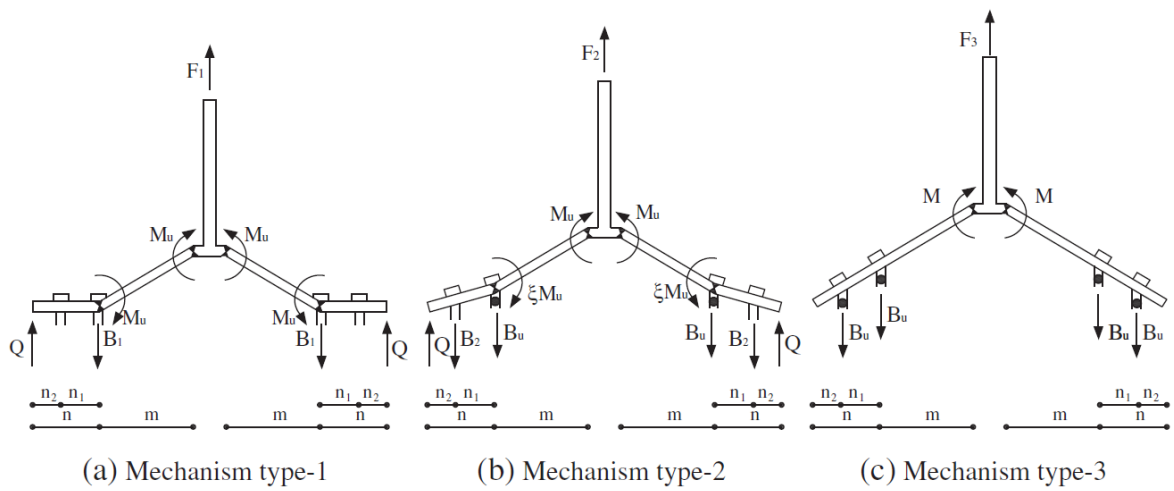


Рисунок 1.21. – Схема разрушения Т-образных четырехболтовых соединений.

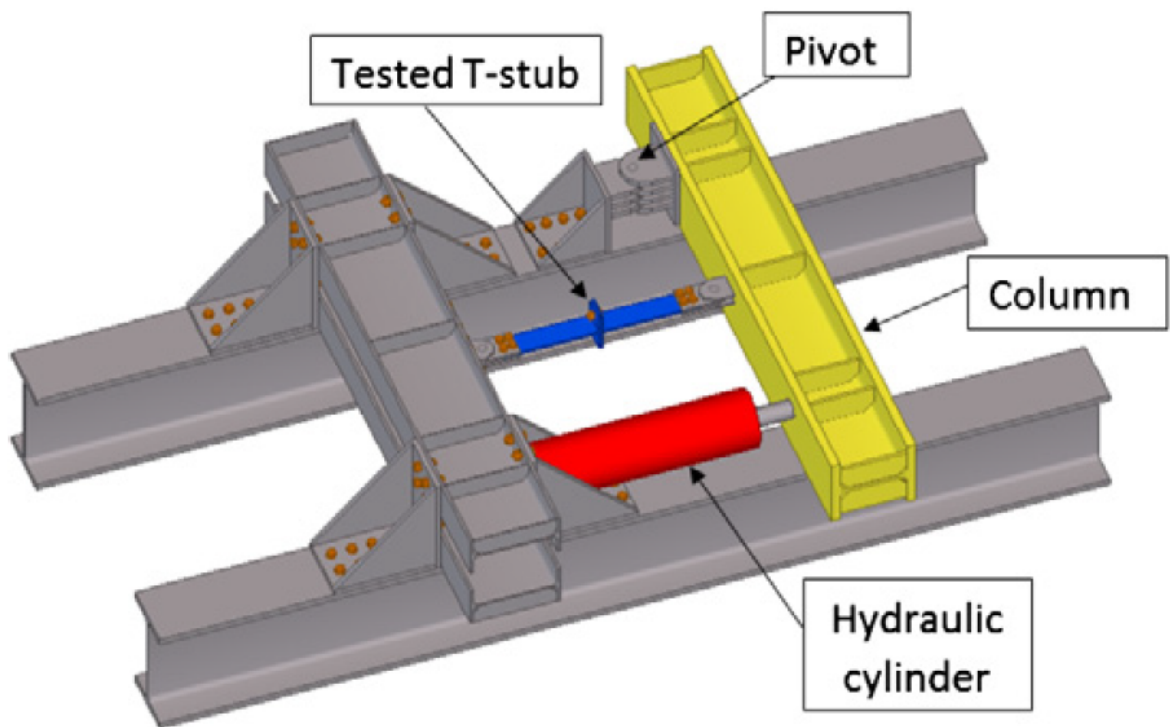


Рисунок 1.22. – Стенд для испытания Т-образных соединений, с рычажным нагружением.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1

1. Исследование фланцевых соединений при помощи КЭ моделирования, как правило, выполняется в объемной постановке с применением твердотельных Solid элементов. При расчете используют нелинейные типы контактов, коэффициент трения в диапазоне 0,2-0,3, что выше справочных единиц коэффициента трения стали о сталь.

2. Для описания физических свойств металла целесообразно использовать полилинейные модели упруго-пластического деформирования.

3. Расчет болтовых соединений с предварительным натяжением необходимо выполнять с учетом конструктивной нелинейности, где на первом шаге выполняется натяжение болта до проектного усилия.

4. Современные численные методы и программные комплексы дают возможность получить распределение напряжений и деформаций, позволяют определить наступление предельного состояния для отдельных компонентов узла, визуально представить зоны появления и распространения пластических деформаций.

5. Для корректного использования математических моделей требуется проведение физических экспериментов. Испытания узлов фланцевых соединений, как правило, проводят в натуральную величину.

6. Использование компонентного метода не дает гарантированного результата при расчете узлов по второй группе предельных состояний. Пренебрежение податливостью узлов может привести к существенным ошибкам при выполнении статического расчета каркаса.

7. Стенд для испытаний должен воспринимать высокие нагрузки. Характер нагружения зависит от типа узла и программы испытаний.

8. Система измерений состоит из датчиков перемещения, датчиков деформаций, реже применяется метод корреляции цифровых изображений.

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УЗЛОВ ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

В рамках комплексного исследования несущей способности узлов фланцевых соединений на кафедре «Строительные конструкции и вычислительная механика» ПНИПУ совместно с Институтом механики сплошных сред УРО РАН была проведена серия натурных экспериментов моделей образцов. Испытания проводились на специально спроектированном для этого стенде, позволяющем давать суммарную нагрузку на узел до 200т.

Конструктивно образцы отличались толщинами фланцев и типом исполнения: с двусторонним примыканием балок к колонне и с односторонним примыканием балки. В качестве элементов балок и колонн использовались двутавры типа 30ШЗ и 26К6, всего 12 образцов. Одной из особенностей испытываемых моделей являлось полное отсутствие дополнительных конструктивных элементов: вутов, ребер жесткости и пр., применяемых по серии 2.440. В качестве элементов балок и колонн использовались двутавры типа 30ШЗ и 26К6, всего 12 образцов.

Результаты натурных экспериментов позволили выявить наиболее слабые места конструкции, уточнить схему нагружения моделей, определить разрушающую нагрузку.

Одной из целей испытаний является создание корректной математической конечно-элементной модели.

2.1. Описание испытательного стенда фланцевых соединений

Стенд представляет собой рамную металлическую конструкцию (Рис.2.1), является полностью мобильным и не требует специального основания. Основной силовой контур состоит из двух стоек и двух ригелей, выполненных из двутавра. Ригели дополнительно усилены металлическими пластинами. Узлы соединения ригелей и стоек жесткие, сварные. К стойкам и

нижнему ригелю на болтах закреплены три металлические тумбы, две из которых служат опорами домкратов. Третья опора позволяет раскреплять образец в плоскости силового контура, тем самым появляется возможность испытывать узлы с односторонним примыканием.

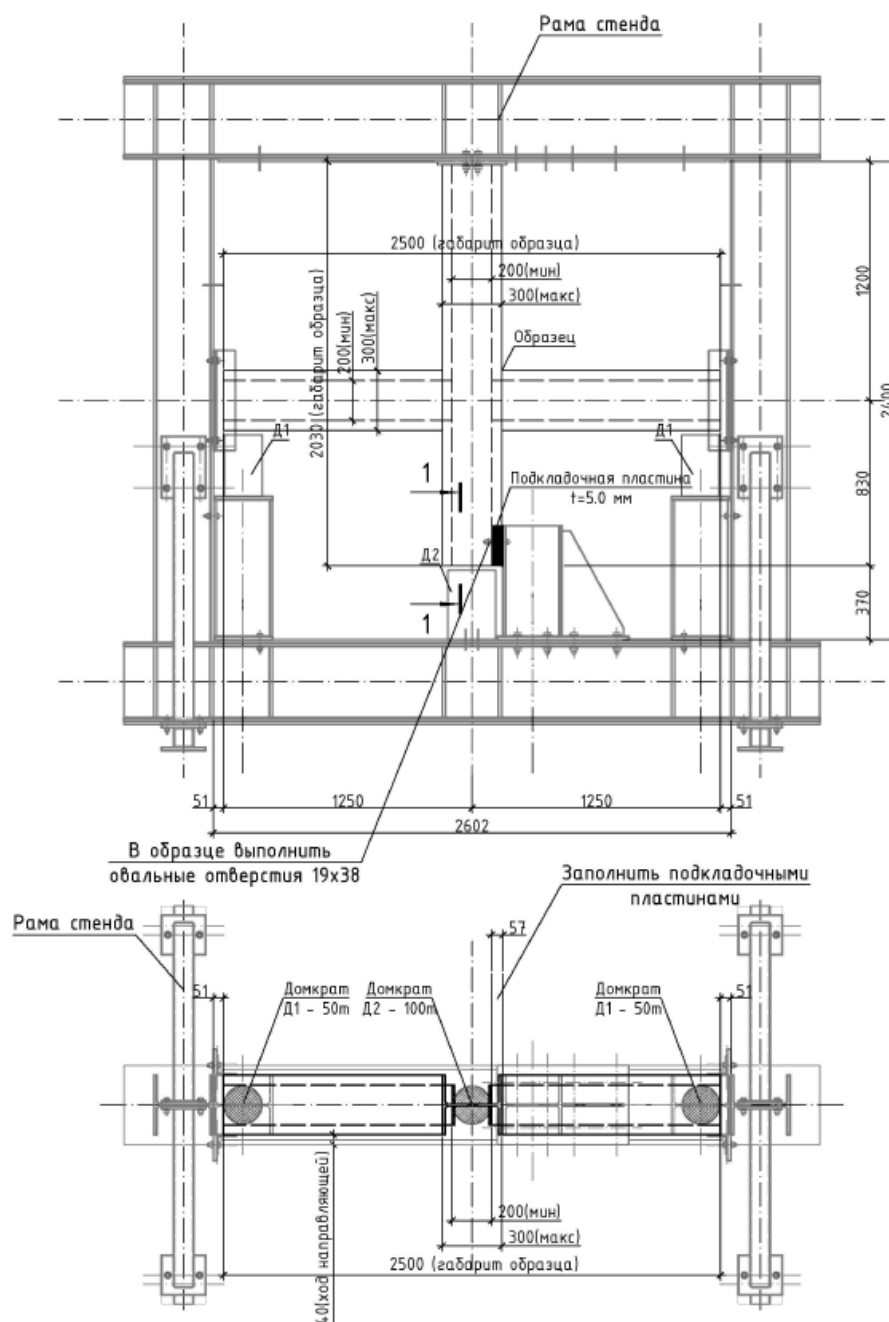


Рисунок 2.1. – Устройство рамы испытательного стенда

Нагрузка создается при помощи трех гидравлических домкратов: на консольные балки домкратами усилием 50 тонн (Д1), на колонну узла

домкратом усилием 100 тонн (Д2). Испытательный стенд может быть трансформирован, в зависимости от типа узла и расчетной схемы.



Рисунок 2.2. – Испытательный стенд

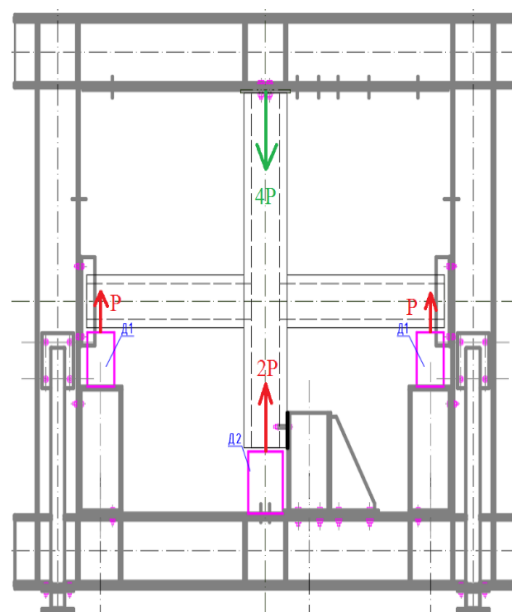


Рисунок 2.3. – Схема нагружения натурных моделей

2.2. Измерительное оборудование

Нагрузка на испытательный образец контролировалась манометрами. Дополнительно для проверки корректности расчетной модели и показаний манометра были установлены два тензорезистора ЕF (рис. 2.4) непосредственно на образец. Расположены данные силовые датчики на верхней поверхности балки на расстоянии 330 мм от колонны в линейно-упругой зоне деформирования.

Для выявления НДС околофланцевой зоны моделей применялись тензорезисторы Е1-Е6 (рис. 2.4) с базой 10 мм. Расстановка тензорезисторов осуществлялась зеркально (с двух сторон стенки колонны), чтобы контролировать возможный изгиб стенки колонны.

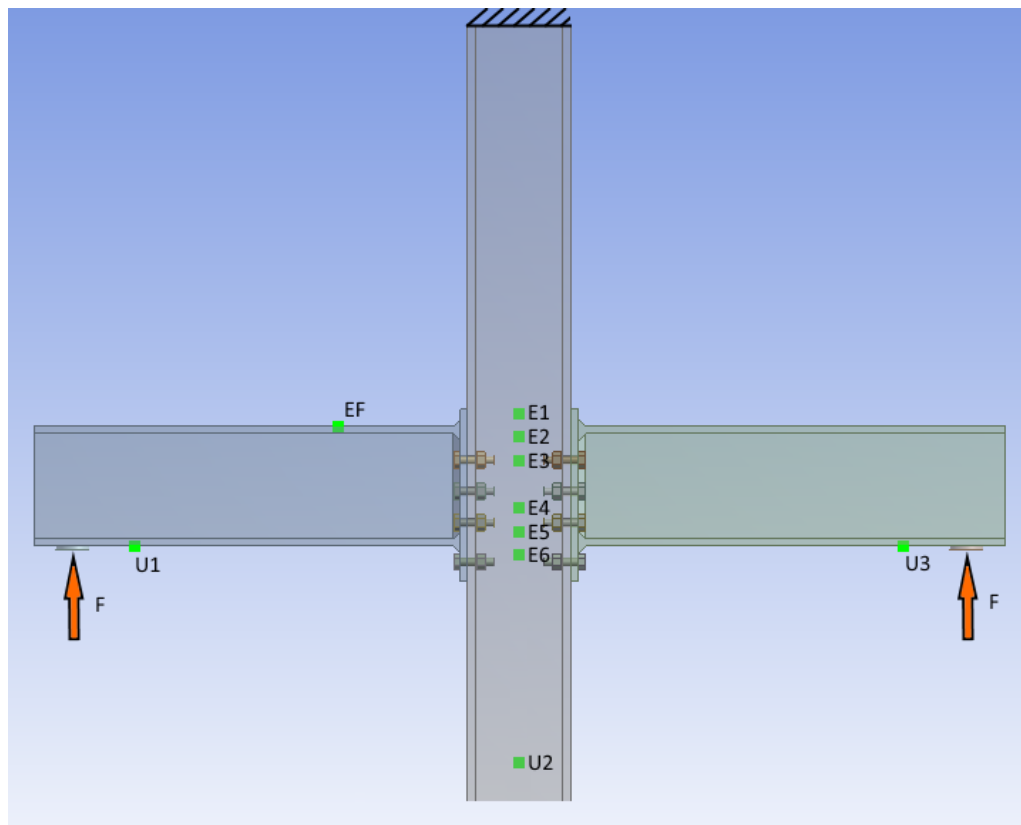


Рисунок 2.4. – Расположение датчиков деформации (E1-E6, EF), датчиков перемещения (U1,U2,U3)

Расположение тензодатчиков (E1-E6) принято по центру колонны так, чтобы база датчика длиной 10 мм не попадала на большие градиенты напряжений. Распределение напряжений получено на основании предварительных расчетов конечно-элементной модели. Позиционирование датчиков производилось относительно базовых элементов, непосредственно передающих нагрузку на конструкцию. Так, например, разметка мест датчиков на консольной балке выполнялась относительно площадки опоры домкрата. Усилия на колонну передавались через контактную поверхность фланца и высокопрочные, предварительно натянутые болты. Позиционирование тензодатчиков колонны выполнялось относительно оси нижнего ряда болтов. Данный подход к разметке позволяет частично нивелировать начальные несовершенства экспериментальных образцов.

Общие деформации образцов измерялись датчиками перемещений, расположенными на концах консолей балок и на центральной части колонны. Измерение осуществлялось относительно неподвижной рамы.

Измерение усилий в болтах осуществлялось на основании деформаций болта, при помощи датчиков перемещения, с точностью 0,001 мм. Для этого вдоль оси болта сверлится отверстие диаметром 2мм, в которое вставляется измерительный шток индикатора, прикрепленного к головке болта.

2.3. Особенности испытываемых образцов

Испытания можно разделить на две серии, с использованием двух типов узлов: с двусторонним примыканием балок к колонне (ФС+) и с односторонним примыканием балки (ФСт).

Кроме того, образцы отличались классом прочности болтов (8.8, 10.9), толщинами фланцев (14мм, 16мм, 20мм, 30мм), схемой нагружения (с центральным сжимающим домкратом, или без него).

Выполнялась следующая последовательность подготовки испытания образцов:

- изготовление моделей фланцевых соединений балок с колоннами;
- высверливание отверстий диаметром 2 мм в болтах для установки датчиков перемещения;
- Расконсервация болтов, гаек и шайб. Нанесение смазки на болты и гайки при помощи кипячения в воде (10-15 мин) с последующей промывкой в горячем состоянии в смеси, состоящей из 70-75% неэтилированного бензина и 30-25% минерального масла.
- сборка и закрепление образца в испытательном стенде;
- контролируемое натяжение болтов с помощью динамометрического ключа;
- подготовка поверхности для установки тензорезисторов;
- установка тензорезисторов на испытываемые образцы.

После описанных действий выполнялась проверка работоспособности измерительной и силовой системы. Принята следующая последовательность установки тензорезисторов на стальные образцы:

- нанесение разметки на поверхности металлоконструкции в соответствии со схемой замера деформаций;
- зачистка поверхностей металла углошлифовальной машинкой в местах установки;
- обезжиривание места наклейки тензорезисторов;
- наклейка тензорезисторов в соответствии с разметкой;
- наклейка площадок распайки тензорезисторов;
- распайка площадок, соединительных проводов;
- фиксация места распайки, проводов на поверхности металлоконструкции;
- к выводам соединительных проводов припаиваются пронумерованные разъемы для коммутации измерительных линий;
- качество выполненных операций проверяется «прозвонкой» разъемов.

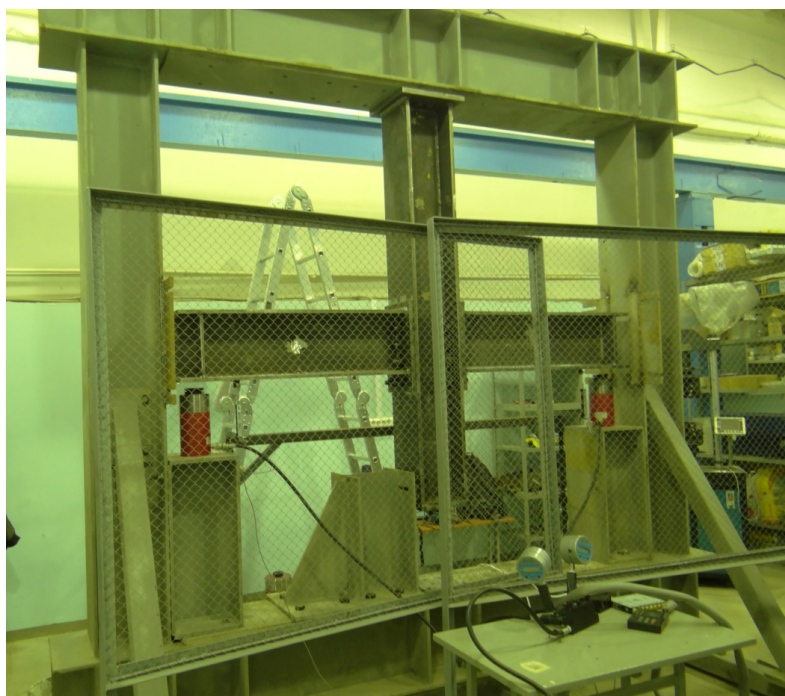


Рисунок 2.5. – Общий вид стенда с домкратами и гидравлической системой



Рисунок 2.6. – Расконсервация болтов



Рисунок 2.7. – Крепление центрального датчика перемещения центра
колонны

Для используемых тензорезисторов проводилась калибровка с целью определения тарировочных коэффициентов, позволяющих производить

пересчет данных эксперимента из мВ/В в величины относительных деформаций (мкм/м).

В качестве калибровочного устройства использовалась консольная балка равного сопротивления со следующими характеристиками:

- модуль упругости материала балки - 206 ГПа;
- толщина балки - 5,00 мм;
- отношение расстояния от точки приложения силы до сечения с наклеенными тензорезисторами к ширине этого сечения - 8,25.

В качестве тензодатчиков использовались цифровые тензометрические измерительные модули со следующими характеристиками Датчик деформаций FLA-10-11 с базой 10 мм.

Для длительного мониторинга НДС образцов в процессе испытаний использовался измерительный комплекс типа «ТЕРЕМ» включающий:

- регистрирующий блок, предназначенный для сбора поступающей информации и архивации её в память;
- два измерительных модуля, преобразующие сигналы датчиков в цифровой код;

Таблица 2.1– Характеристики тензодатчиков

Наименование характеристики	Значение
Изготовитель	Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd
Номинальное электрическое сопротивление, Ом	120
Рабочая температура, °C	-70...+80
Диапазон измерения деформации, мкм/м	±5000
Приведенная погрешность измерения деформации, %	0,088
Абсолютная погрешность измерения деформации, млн'1	44
Предельное отклонение электрического сопротивления в партии от номинального $5R_n$, Ом	±0,3
Интервал термокомпенсации, °C	от +10 до +80

Нелинейность функции преобразования при нормальных условиях y , %	0,49
Среднее значение чувствительности K , не более	2,15
Среднее квадратическое отклонение чувствительности SK , не более	0,023
Среднее значение часовой ползучести при нормальных условиях не более Π , %	0,5
Среднее квадратическое отклонение часовой ползучести при нормальных условиях не более S_{Π} %	0,23
Среднее значение часовой ползучести при максимальной температуре ГО, %	1
Среднее квадратическое отклонение часовой ползучести при максимальной температуре не более S_{nt} %	0,081

2.4. Последовательность испытания моделей

Для обеспечения достоверности полученных результатов испытания проводились в следующей последовательности:

1 этап. Установка образца и измерительного оборудования

На первом этапе испытуемый образец помещался образец внутрь испытательного стенда и собирался согласно требованиям к монтажу фланцевых соединений [110].

При этом обеспечивается следующее: перепад поверхностей (депланация) стыкуемых деталей свыше 0,5 и до 3 мм должен быть ликвидирован механической обработкой путем образования плавного скоса с уклоном не круче 1:10.

В соединениях применяются болты, имеющие на головке заводскую маркировку временного сопротивления, клейма предприятия-изготовителя, условное обозначения номера плавки, а на болтах климатического исполнения ХЛ (согласно ГОСТ 15150) - также и буквы "ХЛ". Каждая партия болтов, гаек и шайб должна быть снабжена сертификатом качества с указанием результатов механических приемо-сдаточных испытаний.

Перед установкой болты, гайки и шайбы расконсервируются, а резьба болтов и гаек, в том числе опорные поверхности гаек, смазывается. В

качестве смазки применяются минеральные масла по ГОСТ Р 51634 или ГОСТ 10541. Нанесение смазки производится при комнатной температуре не позже, чем за 8 ч до сборки соединений. Расконсервация болтов, гаек и шайб и нанесение смазки на болты и гайки производится кипячением в воде (10-15 мин) с последующей промывкой в горячем состоянии в смеси, состоящей из 70-75% неэтилированного бензина и 30-25% минерального масла. Применяемое соотношение бензина и масла обеспечивает на поверхности болтов и гаек тонкий слой смазки. Срок хранения смазанных болтов и гаек не превышает 10 суток. При большем сроке хранения производится повторная смазка болтов и гаек. Натяжение болтов обеспечивается затяжкой гаек или вращением головок болтов до расчетного момента закручивания, контролируется динамометрическим ключом. Порядок натяжения исключает образование неплотностей в стягиваемых элементах (для контроля используется щуп 0,1 мм в зоне радиусом 40 мм от оси болта).

Динамометрический ключ, предназначенный для натяжения и контроля натяжения высокопрочных болтов, имеет паспорт с отметкой метрологической лаборатории о проведении поверки.

После натяжения болтов производится наружный осмотр с целью проверки:

- все болты соединения имеют установленную маркировку и одинаковую длину;
- под головки болтов и гайки поставлены шайбы;
- выступающие за пределы гаек части болтов имеют не менее одного витка резьбы с полным профилем над гайкой или двух витков резьбы под гайкой (внутри пакета);
- осевые усилия натяжения болтов соответствуют требуемым, контролю натяжения подлежат 100% болтов;

Производилась установка измерительного оборудования, тензодатчиков, датчиков перемещений в болтах. Для измерения

перемещений выставлялась отсчетная база и подключалась нагружающая система.

На 2 этапе испытаний образец пошагово нагружался и разгружался контролируемой нагрузкой со снятием показаний. Нагружение выполнялось в два этапа: на первом этапе шаг нагрузки составлял 5 МПа (4 тонны на домкрат), этап длился до достижения расчетной нагрузки соединения. После достижения расчетной нагрузки соединения шаг нагрузки составлял 2 МПа (0,8 тонны на домкрат) до разрушения образца.

2.5. Результаты испытаний моделей

В результате проведенных испытаний получены массивы данных, характеризующие относительные деформации моделей в местах установки тензорезисторов в зависимости от прикладываемой нагрузки.

Таблица 2.2– Параметры испытательных образцов

№ п/п	Индекс	Сталь	Толщина фланцев, [мм]	Тип соединения	Класс прочности болтов	Дополнительная центральная нагрузка	Несимметричная нагрузка на консоли балок	Момент затяжки болтов [Нм]	Момент при разрушении [т*м]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	3
1	ФС1+	С345	24	двустороннее	10.9	Нет	нет	1100	40
2	ФС2+	С345	14	двустороннее	10.9	Нет	нет	1100	37,1
3	ФС3+	С345	16	двустороннее	8.8	Нет	нет	800	40,6
4	ФС4Т	С345	20	одностороннее	10.9	Нет	нет	1100	43,6
5	ФС5+	С345	20	двустороннее	10.9	Нет	нет	160	39,6
6	ФС6+	С345	20	двустороннее	8.8	Есть	нет	800	42,8
7	ФС7+	С345	20	двустороннее	8.8	Есть	нет	800	39,2
8	ФС8+	С345	30	двустороннее	8.8	Нет	есть	800	50,1
9	ФС9+	С345	16	двустороннее	8.8	Нет	нет	800	44,8
10	ФС10Т	С345	20	одностороннее	8.8	Нет	есть	800	48,5
11	ФС11+	С345	30	двустороннее	10.9	Нет	есть	1100	46,7
12	ФС12+	С345	24	двустороннее	10.9	Нет	нет	1100	38,9

Выборочные фотографии различных экспериментальных образцов после проведения испытаний представлены на рисунках 2.8...2.13.

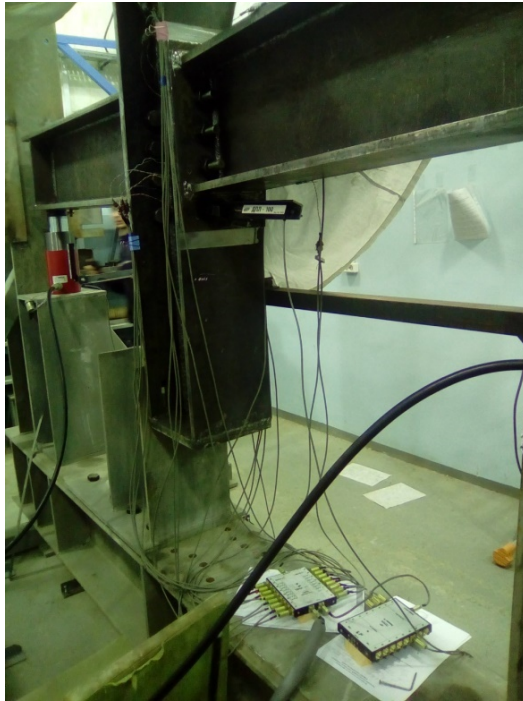


Рисунок 2.8. – Экспериментальные образцы фланцевые соединения

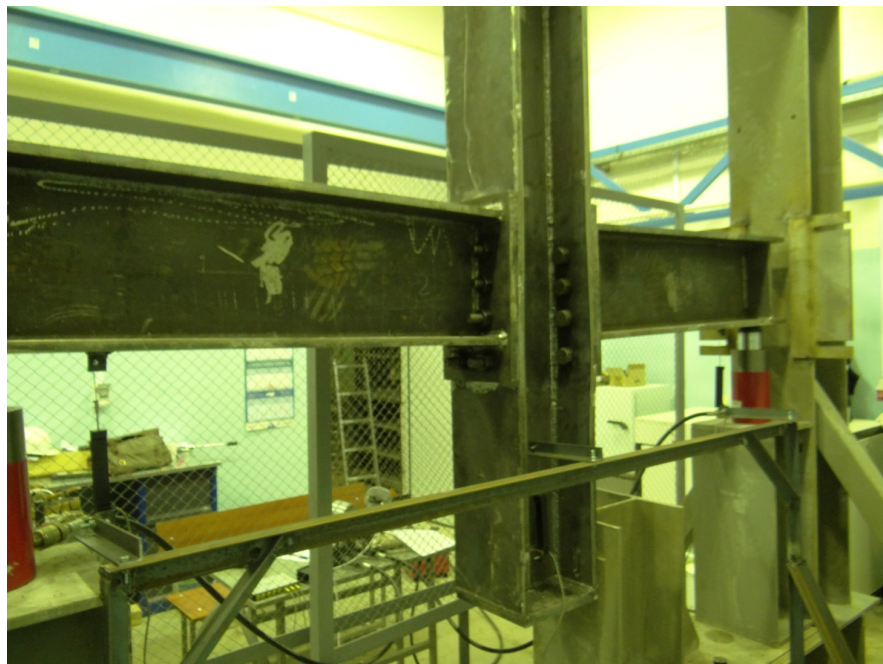


Рисунок 2.9. – Экспериментальные образцы фланцевые соединения

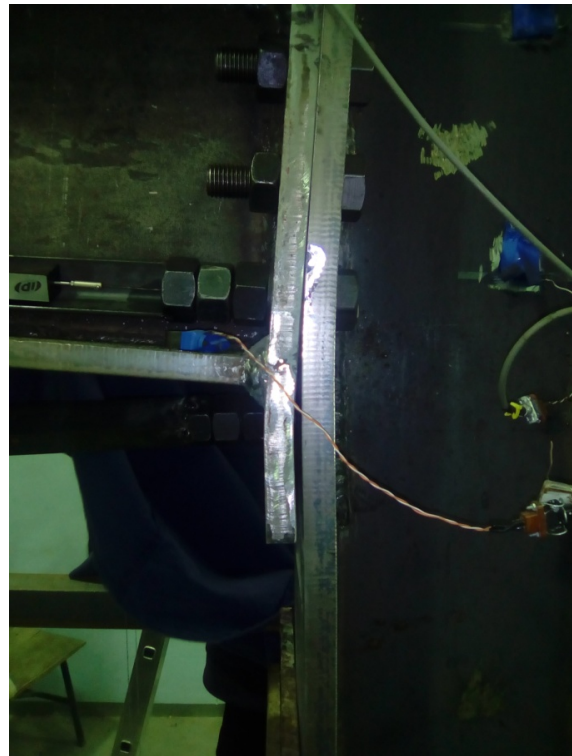


Рисунок 2.10. – Местное смятие околоболтовой зоны, разрыв болта нижнего ряда, раскрытие фланцевого соединения



Рисунок 2.11. – Изгиб колонны, разрыв болта нижнего ряда, раскрытие фланцевого соединения

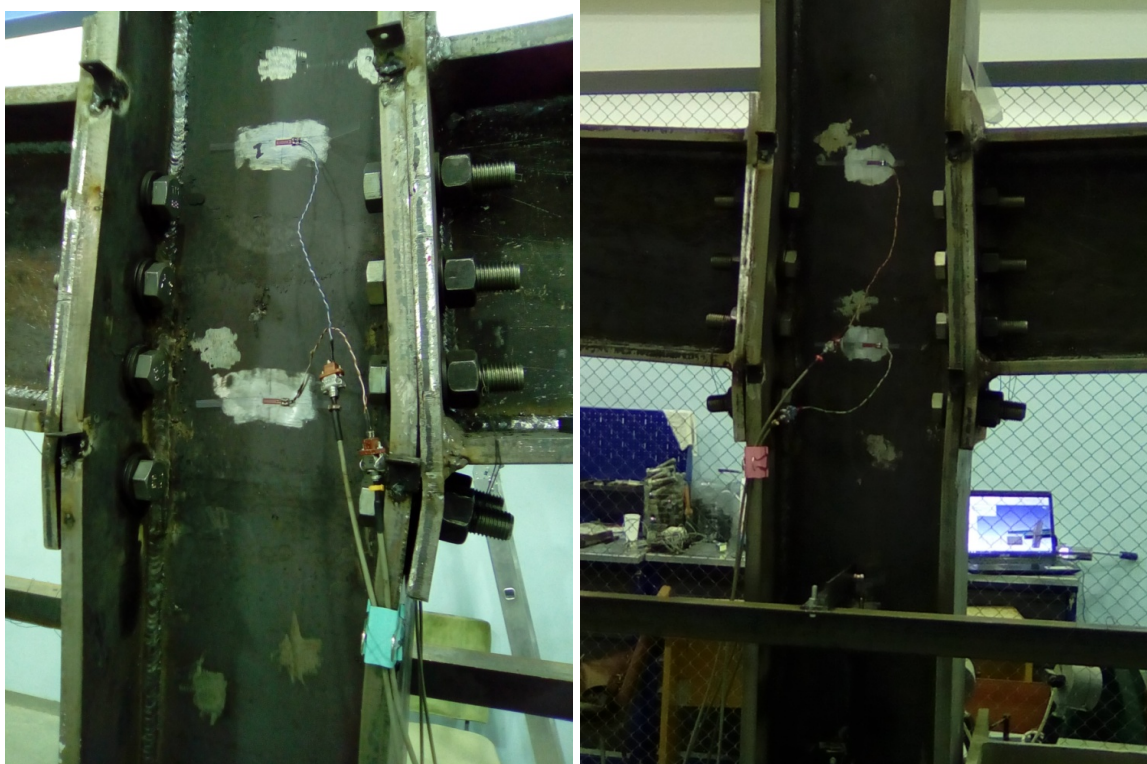


Рисунок 2.12. – Деформации фланцевого соединения под нагрузкой, раскрытие фланцев



Рисунок 2.13. – Трещина фланца, Изгиб болтов после испытаний

Полученные по результатам испытаний картины разрушения моделей колонн и трещинообразования не противоречат известным сценариям разрушения фланцевых соединений и ранее проведенным известным опытам (например, представленным в [39]).

Разрушающая нагрузка всех образцов превосходила проектную (рассчитанную по EN 1993-1-1) несущую способность в 1,5-2 раза.

Разрушение болтов зафиксировано в большинстве проведенных экспериментах. В образцах, где отсутствовали шайбы под головками болтов, присутствовали локальные следы местного смятия.

В эксперименте №9 во фланце толщиной 16 мм зафиксирована трещина после значительных пластических деформаций, что и стало причиной отказа соединения. При этом за счет “вытягивания” фланца наблюдался сильный изгиб нижнего ряда болтов.

В образцах №1 и №2 разрушились сварные соединения в сварной колонне. Разрушение произошло в зоне контакта сварной шов – стенка колонны, что является заводским дефектом и нарушением технологии изготовления металлических конструкций.

Вклад толщины фланца в общую несущую способность соединения оказался незначительным. До критических нагрузок поведение фланцев толщины 14-16 мм мало отличалось от фланцев 20-30 мм.

2.6. Испытание болтов

Для корректного расчета и численного моделирования узлов болтовых соединений требуется проведение отдельных испытаний болтов, для определения их реальной прочности и диаграммы деформирования болта с учетом резьбы.

Проблема испытания высокопрочных болтов зачастую возникает при обследовании металлоконструкций. Подобные работы выполняют сертифицированные лаборатории, оборудованные разрывными машинами со специальной оснасткой. Усилие разрыва зависит от класса прочности и диаметра болтов и достигает 1790 кН для болта М48 класса прочности 12,9

[118]. Далеко не каждая разрывная машина способна приложить усилие 180 тонн. В нашем случае необходимо 40 тонн для разрыва болта М24 класса 10,9. Кроме того, большинство разрывных машин оборудованы захватами, которые используются для обжатия арматуры и не пригодны для фиксации головки болта. Защемление, необходимое для фиксации образца, должно быть не менее $\frac{2}{3}$ длины захватов и составляет 150 мм, что недопустимо для болта длиной 100 мм. Стоимость захватов, способных испытать высокопрочный болт, составляет более десяти тысяч долларов у зарубежных производителей. Приобретение данных захватов может быть оправдано в рамках завода, производящего высокопрочные болты. Если же возникла необходимость испытать некоторое количество высокопрочных болтов в лаборатории или на строительной площадке, наиболее подходящим вариантом будет изготовление оснастки (реверсора) [120, 121] для испытания болтов с помощью сжатия.

Оснастка для испытания болта представляет собой две скобы с отверстием под болт (рис. 2.12).

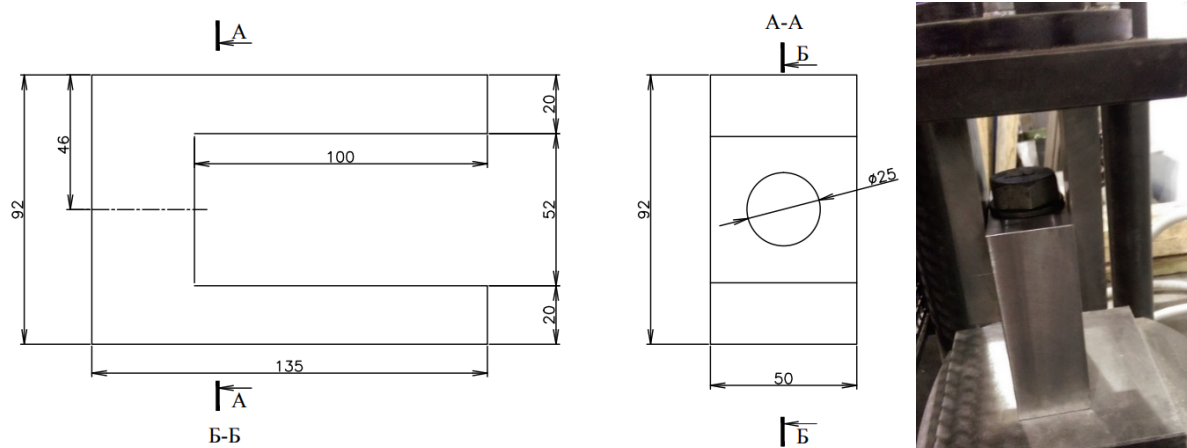


Рисунок 2.14. – Скоба для испытания высокопрочных болтов

Ширина скобы в 50 мм является наиболее выигрышной с точки зрения прочности.

Для изготовления скоб использована сталь марки С345. Высота верхней полки принята на основании прочностного расчета, в котором

использовался метод конечных элементов и расчетный программный комплекс ANSYS Workbench (см. главу 3).

Следует понимать, что увеличение полки скобы, ограничивает диапазон длин болтов пригодных для испытаний. При испытании болтов в прессе необходимо отцентрировать скобы, чтобы избежать изгиба болта. Кроме того, для распределения нагрузки необходимо использовать шайбы, как со стороны гайки, так и со стороны головки болта (Рис. 2.12).

Болт помещался в отверстие двух скоб и закручивался гайкой. После этого собранная конструкция помещалась в пресс и нагружалась домкратом в раме, способной выдержать усилие в 40 тонн, или же прессом, как в нашем случае. При нагружении скобы расходятся, растягивая болт.

Усилие в 40 тонн прикладывалось на поверхность головки болта, две нижние поверхности закреплены. Материал скобы описан полилинейной диаграммой стали С345.

При помощи данных скоб было испытано 10 болтов класса прочности 8.8 и 10.9 из разных партий. Оснастка хорошо выдержала все испытания, максимальная нагрузка разрыва болта составила 42 тонны.

Данная оснастка обладает рядом плюсов:

- Простота изготовления. Изготовить можно из листа толщиной 50 мм при помощи плазменной резки или фрезеровки
- Экономичность.
- Компактность.

Каждый болт, следуя ГОСТ 52627-2006 «Болты, винты и шпильки. Механические свойства и методы испытаний», должен маркироваться обозначением класса прочности, который определяется согласно результатам испытаний болтов.

Были испытаны болты размера резьбы М24 [117] разных партий, сталей и классов прочности. Испытания проводились с помощью разработанного реверсора, устанавливаемого в гидравлический пресс.

Технические характеристики пресса: точность по нагрузке – 16 кг, по деформациям - 0,0036 мм, скорость нагружения 133кН/мин.



Рисунок 2.15. – Различные типы разрыва болтов

Большинство болтов М24 класса 10.9 разрушались при нагрузке более 36 тонн, что является хорошим показателем для болтов данного класса прочности. Один из болтов показал усилие на разрыв в 23,8 тонны, что говорит об однозначном браке.

Получены диаграммы испытания болтов (Рис.2.14).

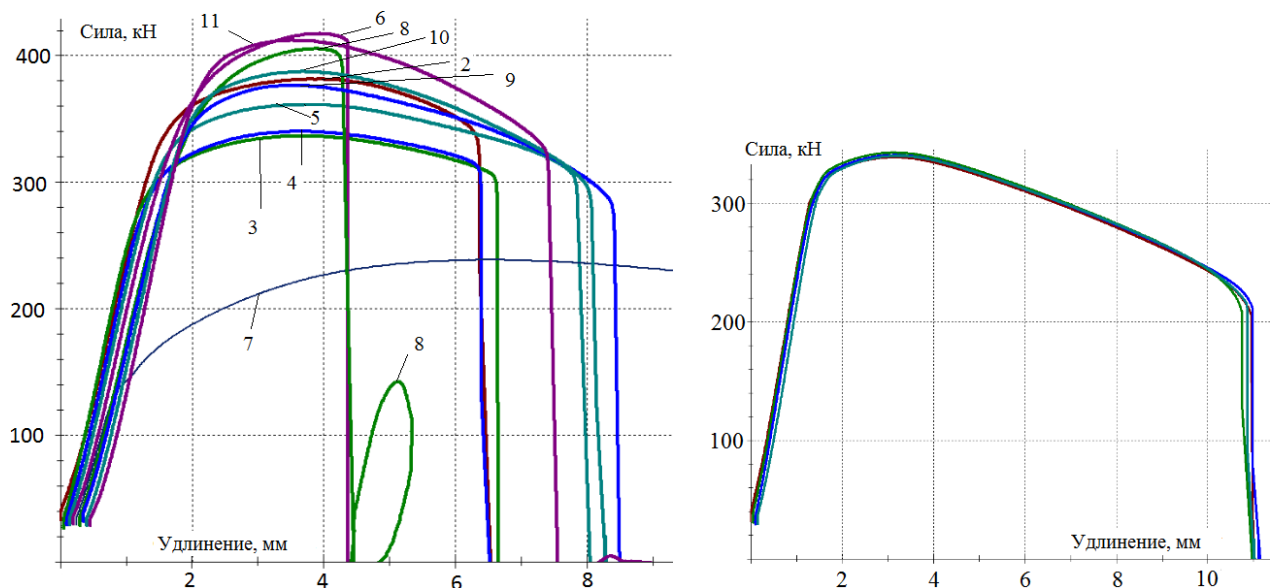


Рисунок 2.16. – Диаграммы испытания болтов. Слева болты из стали 40Х, справа болты из стали 20Г2Р.

При сравнении графиков растяжения болтов 8.8 10.9 выявлены следующие преимущества использования болтов 8.8 из стали 20Г2Р во фланцевых соединениях:

1. Предсказуемость результатов, разрыв болтов при одинаковой нагрузке.
2. Графики деформирования идентичны (рис.2.14).

Выводы по второй главе:

1. В результате натурных испытаний были получены различные сценарии разрушения узлов фланцевых соединений. Разрушение болтов зафиксировано в большей части проведенных экспериментов.

2. Увеличение толщины фланца повышает жесткость и несущую способность узла, при этом приводит к хрупкому сценарию разрушения.

3. Болты класса прочности 8.8 имеют преимущества по использованию во фланцевых соединениях: предсказуемость графика деформирования и пластичность при разрушении

ГЛАВА 3. РАЗРАБОТКА РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ УЗЛА ФЛАНЦЕВОГО СОЕДИНЕНИЯ.

Результаты натурных экспериментов позволили выявить наиболее слабые места конструкции, уточнить схему нагружения моделей, физико-механические свойства материалов, определить разрушающую нагрузку.

Одной из целей данной работы является создание корректной численной расчетной модели конструкции узла фланцевого соединения балок с колоннами.

3.1. Численное моделирование фланцевого соединения

Численное моделирование в настоящее время является основным инструментом исследования напряженно-деформируемого состояния узлов и оценки их несущей способности. Часто объектом моделирования является не сам узел, а его отдельные составляющие элементы.

Вычислительные эксперименты целесообразно проводить по многофакторному плану. Основные переменные параметры: схема нагружения модели, толщина фланца, класс прочности болтов.

Математическая модель узла по геометрии, физико-механическим характеристикам материалов, граничным условиям и условиям нагружения соответствует натурной модели; состоит из стойки и двух консольных балок, которые присоединены к колонне при помощи высокопрочных болтов, с предварительным натяжением.

Граничные условия модели: шарнирно-неподвижная опора верхней части колонны, шарнирное закрепление крайних узлов консольных балок, шарнирное крепление нижней части колонны (Рис. 3.1). Нагрузка прикладывалась снизу вверх, как в реальной конструкции.

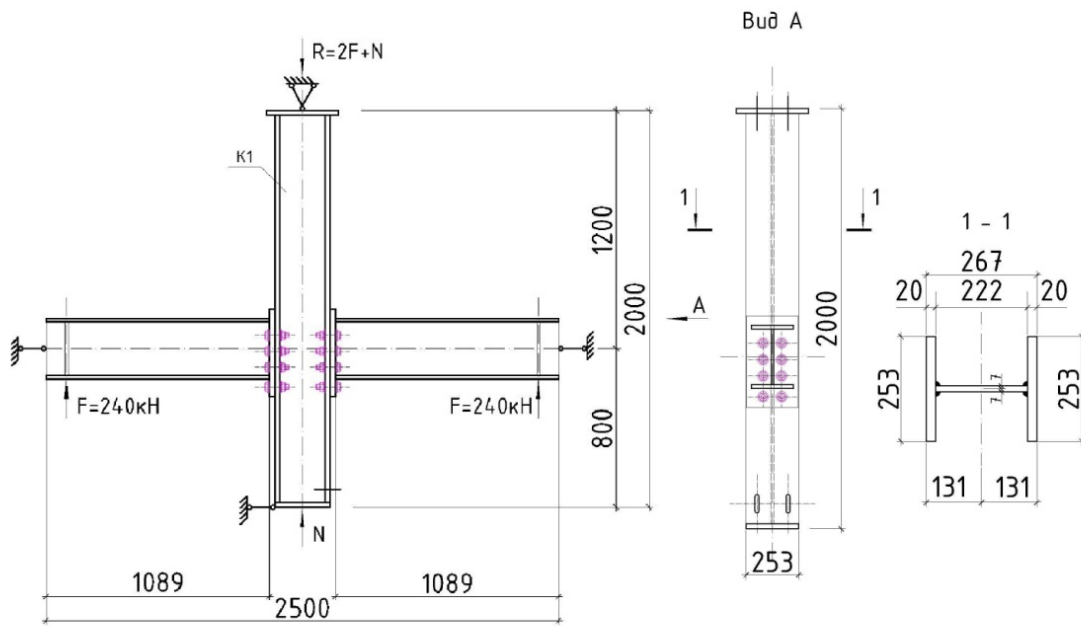


Рисунок 3.1. – Чертеж расчетной и натурной модели. Схема граничных условий

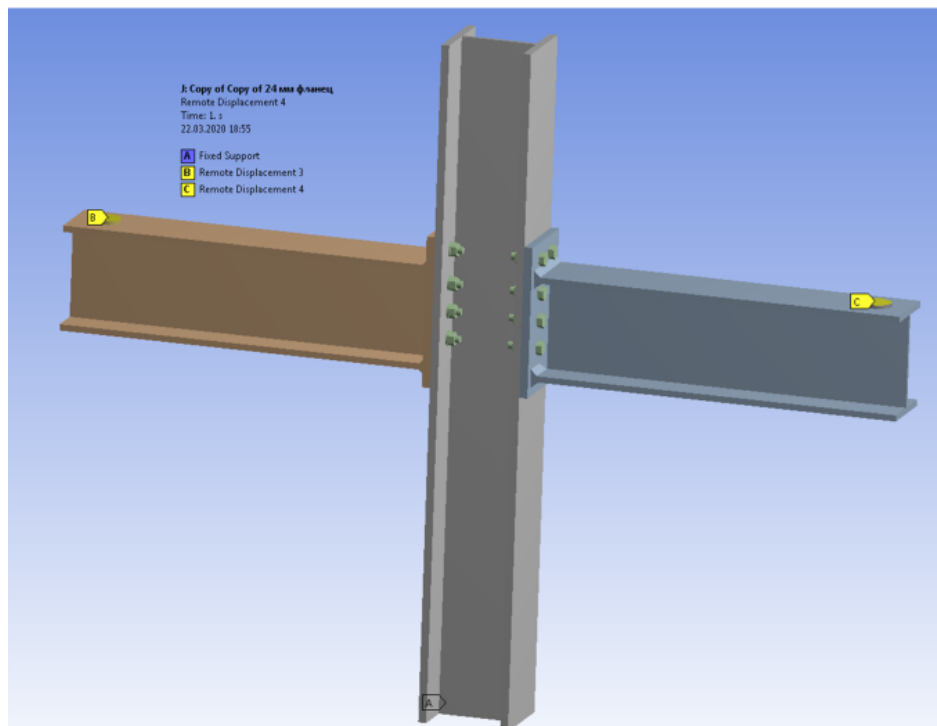


Рисунок 3.2. – Расчетная модель фланцевого узла

Расчетная модель (Рис.3.2) создавалась в ПК ANSYS. Узел моделировался десятиузловыми объемными конечными элементами. Шаг сетки от 2 до 50 мм. В местах примыкания фланца к колонне применено

контактное сгущение КЭ сетки. Колонна сечения двутавр 25К6, балка сечения двутавр 30ШЗ по ГОСТ [98]. Сталь класса прочности С345 в расчете описана как материал с нелинейной зависимостью деформации от напряжения.

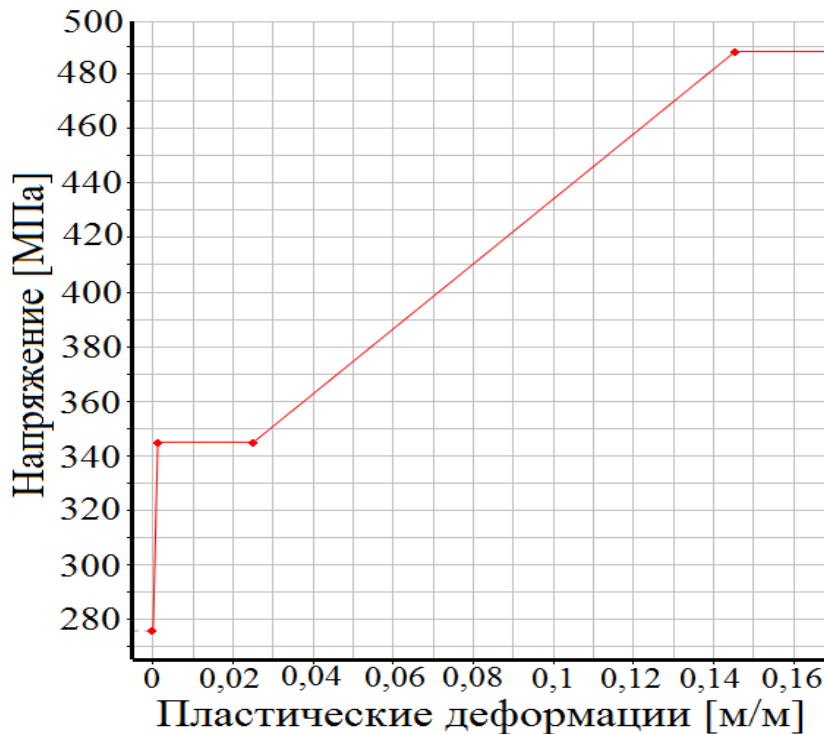


Рисунок 3.3.– Диаграмма полилинейного изотропного упрочнения (multilinear isotropic hardening)

Физическая нелинейность описывалась с помощью параметра *Multilinear Isotropic Hardening* (мультилинейное изотропное упрочнение), который позволяет указать до десяти точек графика зависимости накопления пластических деформаций от напряжения.

Для каждого сегмента кривой тангенс наклона касательной должен иметь положительное значение. После последней указанной точки угол наклона кривой равен нулю (рис. 3.3).

При моделировании болтов недостаточно знать диаграмму деформирования стали болта. Как отмечалось ранее, податливость болта складывается из податливости тела болта без резьбы, части болта с резьбой, податливости головки, но большая часть податливости заключена в контакте резьбы гайки с болтом. Болты численной модели имеют постоянное сечение

с приведенной жесткостью. Сварные швы описаны *билинейными диаграммами*, предел текучести 490МПа. Объекты взаимодействуют между собой с помощью контактов *Frictional* (фрикционное сцепление с заданным коэффициентом трения), и *Bonded* (имитирует полное склеивание поверхностей, запрещая разделение и проскальзывание) с билинейным описанием. Оба контакта не допускают проникновение элементов друг в друга.

Проводился численный пошаговый расчет модели. На первом шаге натяжение болтов учитывалось с помощью инструмента *bolt pretension*. На следующем шаге приложены две постоянные силы $F=240\text{кН}$ на расстоянии 1м от фланца (Рис. 3.1), на последующих шагах прикладывалась возрастающая сила N вплоть до потери несущей способности узла. Сила $F=240\text{кН}$ выбрана на основании проведенных испытаний, при данной нагрузке узел находится в нормативном состоянии.

В стандартной конструктивной схеме многоэтажного здания с жестким рамным каркасом наибольшую продольную силу испытывает колонна среднего ряда первых этажей. Помимо нормальных напряжений, стойка (колонна) воспринимает местные напряжения в поперечном направлении от примыкающих балок. Опорный момент в балке передается на колонну в виде пары разнонаправленных сил. В стенке колонны в поперечном направлении образуются две зоны местных напряжений: зона сжатия (ЗС) и зона растяжения (ЗР).

Для отображения влияния продольной силы R на НДС стенки колонны построен график (Рис.3.4). На нем указаны шесть характерных точек.

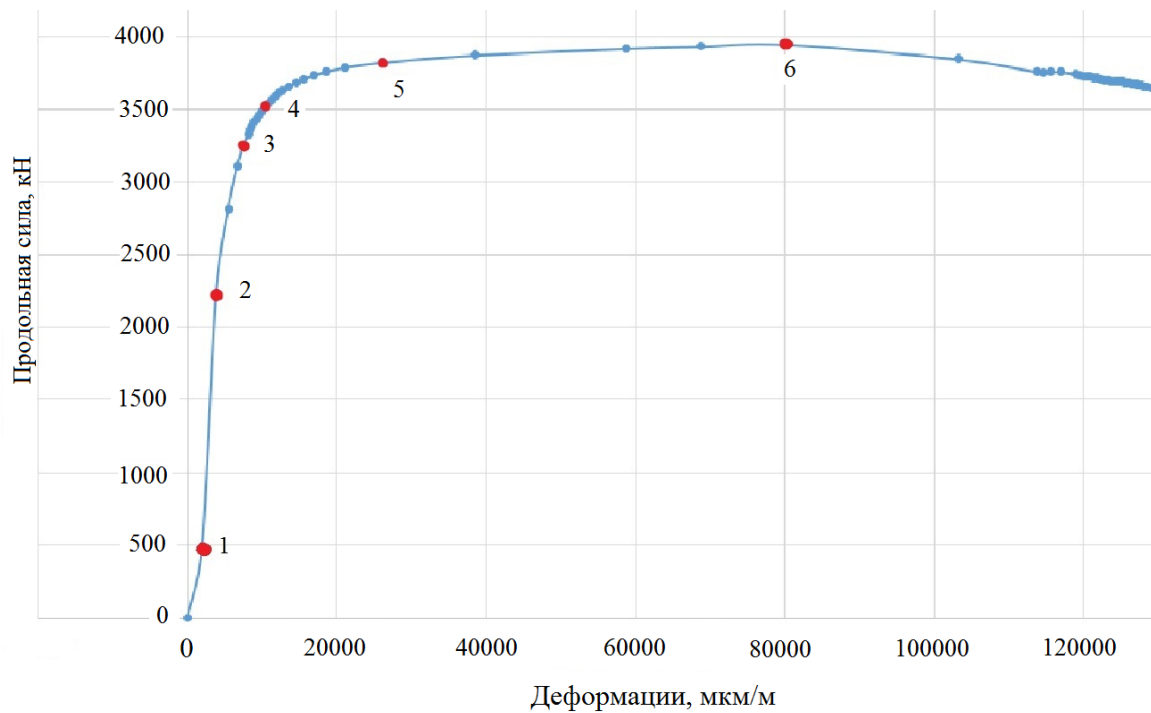


Рисунок 3.4. – График зависимости главных деформаций ЗР (ϵ_1) от продольной силы R .

Распределение напряжений для каждой точки приведено на рисунке 3.5. Точка 1 соответствует стадии приложения постоянных сил F , продольная сила N еще не действует. Стадию можно сравнить с этапом возведения первого этажа здания, когда перекрытия уже установлены, а нагрузки от вышележащих этажей нет. На данном этапе наиболее нагружена сжатая зона стенки колонны (рис. 3.5-1), нагрузки от вышележащих этажей нет. На данном этапе наиболее нагружена сжатая зона стенки колонны.

В точке 2 продольная сила R составляет 2200кН. Дополнительная сжимающая сила N (рис.3.1) разгрузила ЗС стенки (рис. 3.5-2). Максимальные напряжения при этом уменьшились, а растянутая зона стенки становится наиболее нагруженной.

Точка 3 находится на завершении линейной стадии графика (рис.3.4). На этом этапе напряжения в ЗР полностью достигли предела текучести.

Точка 4 соответствует появлению и развитию пластических деформаций в полках. На следующем этапе (точка 5) колонна полностью их задействует, после чего происходит потеря устойчивости стенки - точка 6.

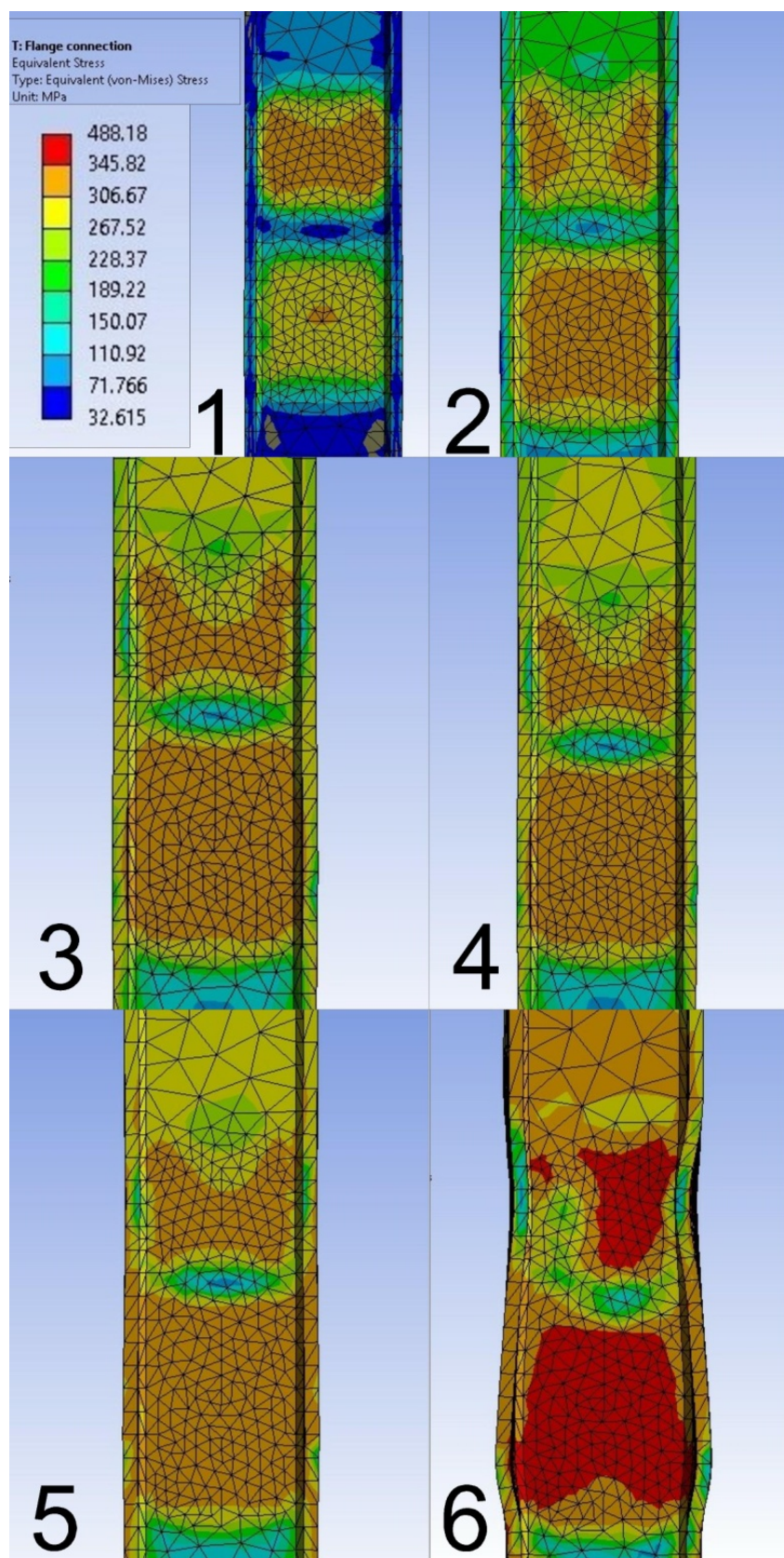


Рисунок 3.5. – Напряженно-деформированное состояние колонны для различных стадий нагрузки.

3.2. Влияние усиления узла ребрами жесткости на несущую способность и деформативность фланцевых соединений

Рассмотрены 3 способа усиления узла ребрами жесткости. Усиление только ЗР, только ЗС и с ребрами, как в сжатой, так и растянутой зоне. На рисунке 3.6 приведены графики зависимости горизонтального перемещения конца балки от продольной силы R для всех четырех моделей. После достижения сил R величины 3700 кН рассмотрение математической модели отдельного узла является не совсем корректным, поскольку при такой нагрузке возможна потеря устойчивости колонны из плоскости

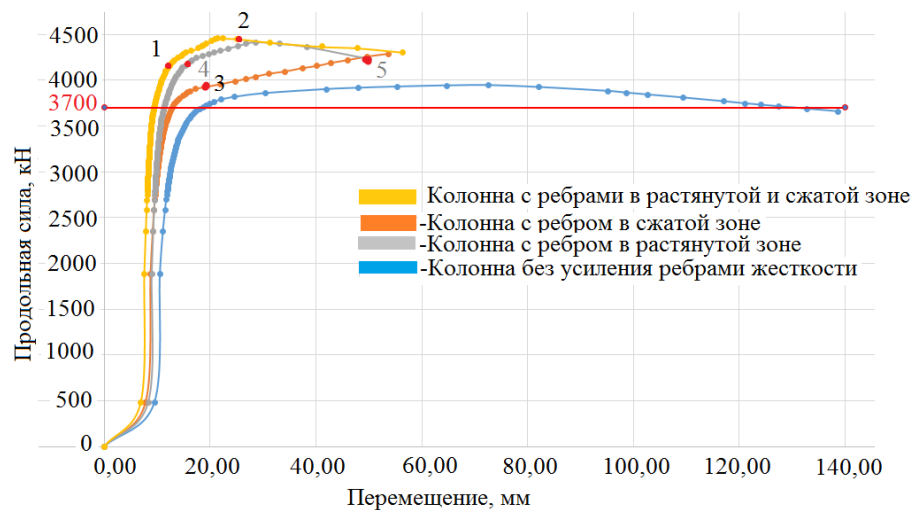


Рисунок 3.6. – Графики зависимости перемещения конца балки от продольной силы R .

Каждой отмеченной точке графиков рисунка 3.6 соответствует напряженно-деформированное состояние, представленное на рисунке 3.7.

В ГОСТ [98] используются новые сечения с более толстыми стенками относительно старых сортаментов. Для таких сечений потеря местной устойчивости произойдет при нагрузках близких к исчерпанию прочности. Об этом свидетельствуют графики и рисунки (рис.3.7, 3.8.). Установка ребер жесткости для увеличения несущей способности для исследуемой стойки (двутавра 25К6) является малоэффективной.

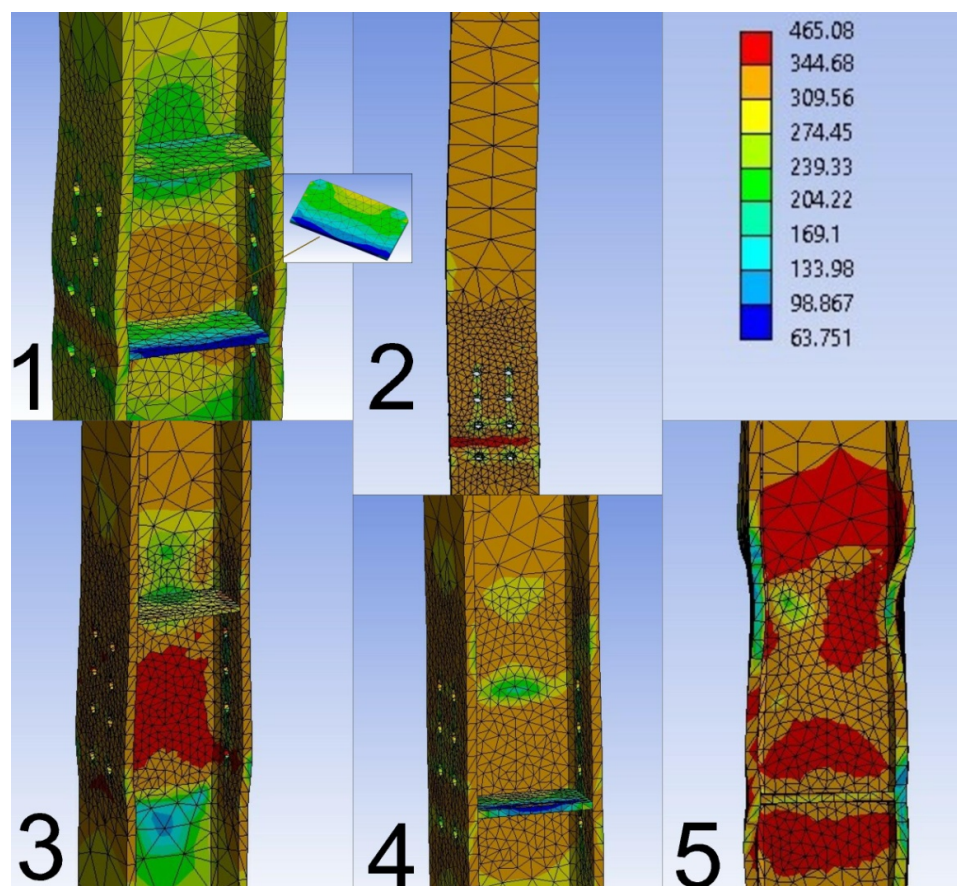


Рисунок 3.7. – Напряженно-деформированное состояние колонны при различных конструктивных решениях

В более опасном НДС находится растянутая зона стенки. Отказ узла, неукрепленного ребрами, происходит вследствие потери устойчивости сжатой зоны стенки колонны, но первопричиной является потеря несущей способности (образование пластических деформаций) растянутой зоны.

Установка ребра(ер) жесткости уменьшает податливость соединения, которую необходимо учитывать при расчете всего каркаса.

3.3. Сравнение несущей способности и деформативности фланцевых узлов примыкания балки к колонне при разных толщинах фланца

Влияние толщины фланца рассмотрено на примере узла, испытание которого проводилось в лаборатории ПНИПУ. Данный узел примыкания балок (двутавр 30ШЗ) к колонне (двутавр 25К6) является податливым, несущая способность около 25 т*м. Нагрузка прикладывалась в

виде перемещений на расстоянии 1 метр от колонны. Изменяемым параметром в численном эксперименте является толщина фланца. Исследование выполнялось методом конечных элементов в программном комплексе Ansys. Конечно-элементная модель выполнена в объемной постановке с учетом физической и геометрической нелинейности (рис. 3.8). В качестве граничных условий:

1. Усилие, приложенное на концах балок.
2. Жесткое закрепление основание колонны.
3. Ограничение поворота балок из плоскости.
4. Осевое натяжение болтов.

Сценарий разрушения фланцевого узла зависит от его толщины. Свыше определенной толщины фланца (для данного узла примерно 20-22мм) большая часть нагрузки воспринимается верхним рядом болтов, что приводит к их разрушению при критических нагрузках. После разрушения болтов дальнейшее разрушение протекает непредсказуемо. Нагрузка, воспринимаемая верхним рядом болтов, мгновенно переходит на нижние ряды болтов что приводит к их разрушению. В сжатой зоне стенки колонны возникает концентрация напряжений, что также может привести к потере устойчивости стенки (рис.3.10).

При толщине фланца ниже 20 мм усилие распределяется между двумя верхними рядами болтов. Разрушение при такой толщине происходит по сценарию разрыва болта в первом или втором ряду. Данное разрушение сопровождается развитием пластических деформаций во фланце, что распределяет нагрузку в узле. После разрыва болтов разрушение протекает по непредсказуемому сценарию, также как в первом случае (рис.3.9).

С экстремально тонким фланцем (12-14мм) разрушение происходит в результате изгиба фланца по пространственной схеме работы. Разрушение сопровождается развитием пластических деформаций, что не позволяет разрывать болты (рис.3.8).

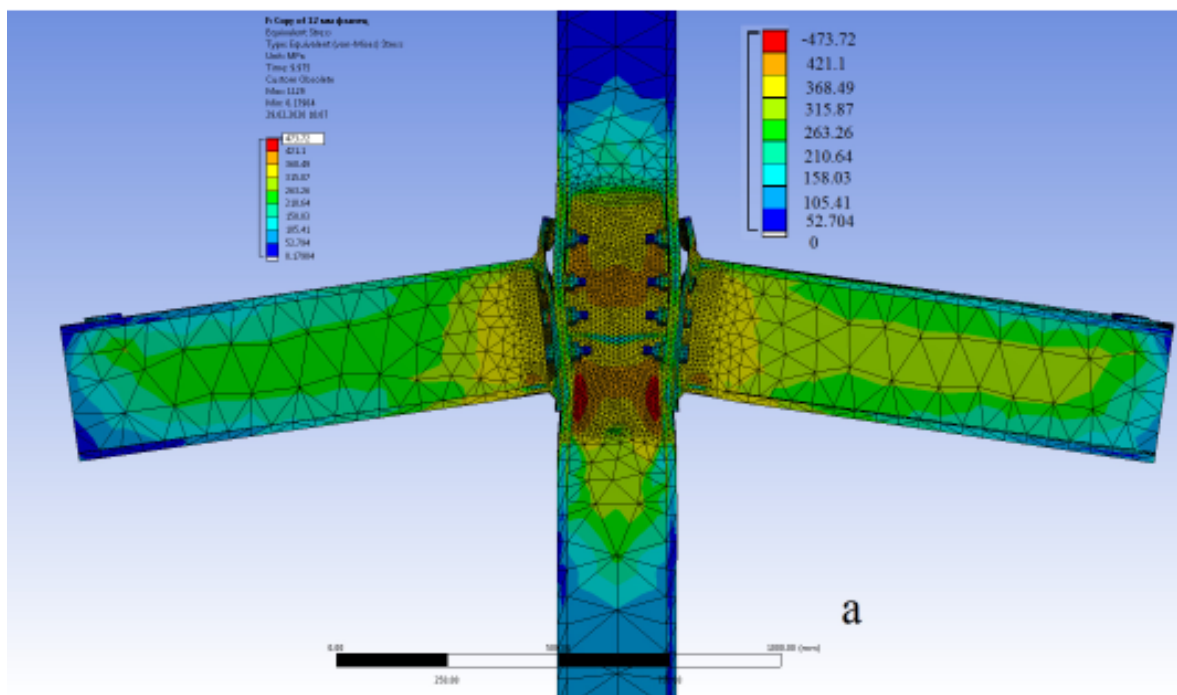


Рисунок 3.8. – Напряжения по Мизесу (при толщине фланца 12мм)

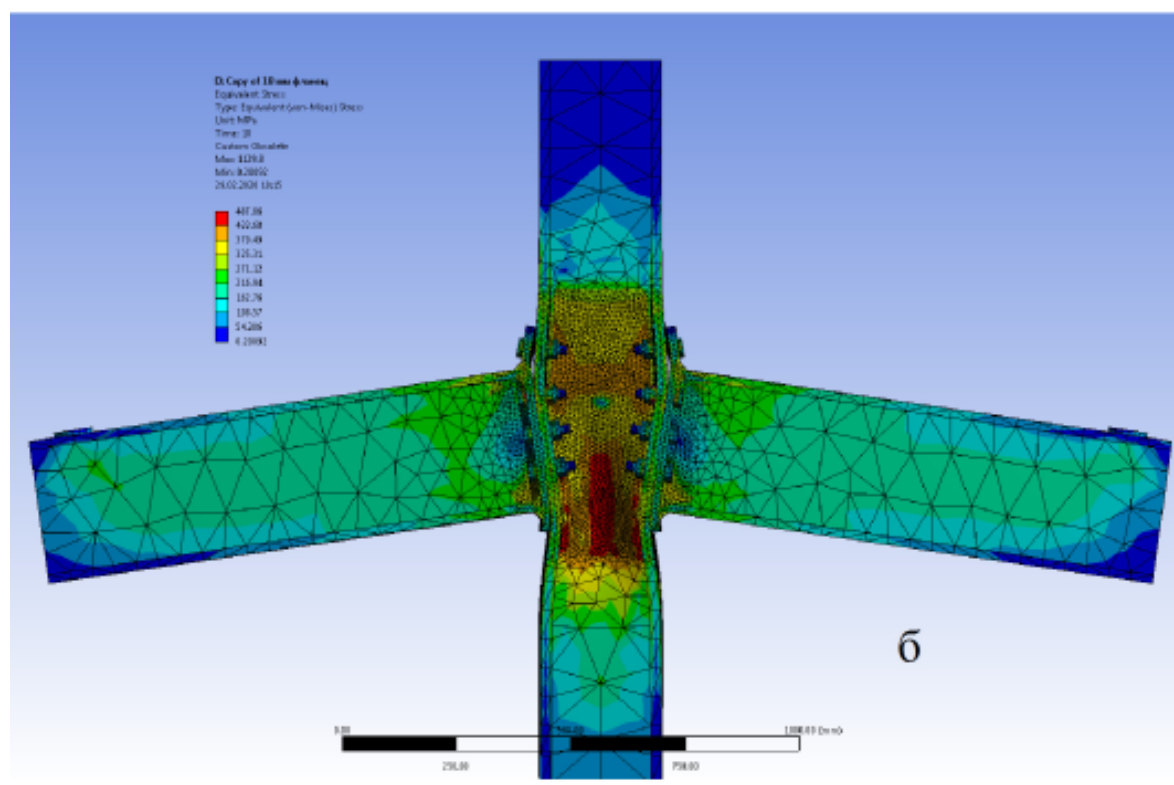


Рисунок 3.9. – Напряжения по Мизесу (при толщине фланца 18мм)

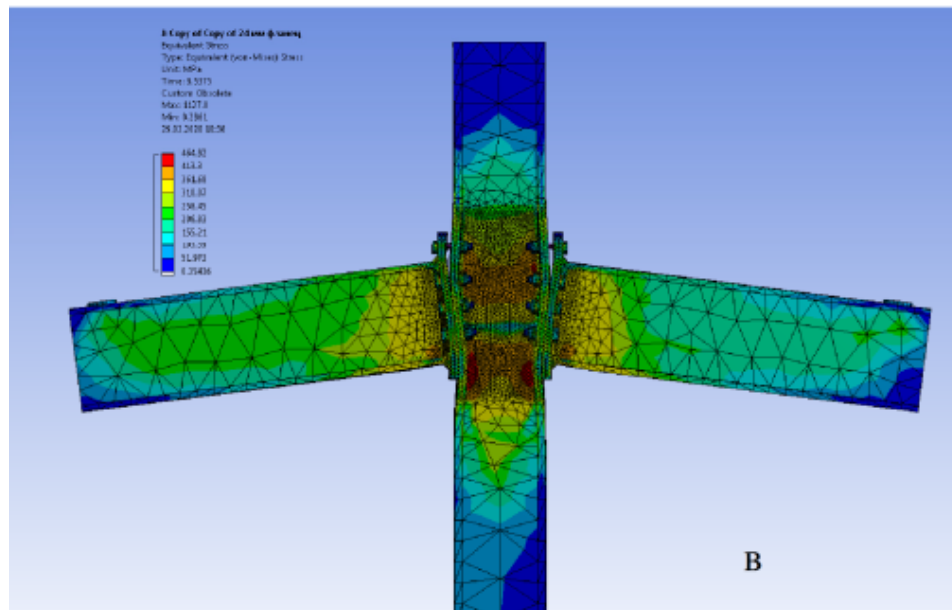


Рисунок 3.10. – Напряжения по Мизесу (при толщине фланца 24мм)

Приведены графики зависимости приложенной на балки силы и перемещения точки приложения силы (рис.3.11). Для всех толщин фланцев имеется общий линейный участок деформирования до появления первых пластических деформаций. После чего графики расходятся, фланцы с большей толщиной показывают более высокую несущую способность и жесткость, при этом разница не является значительной. Фланцы с меньшей толщиной показывают большую пластичность на разрушающей нагрузке.

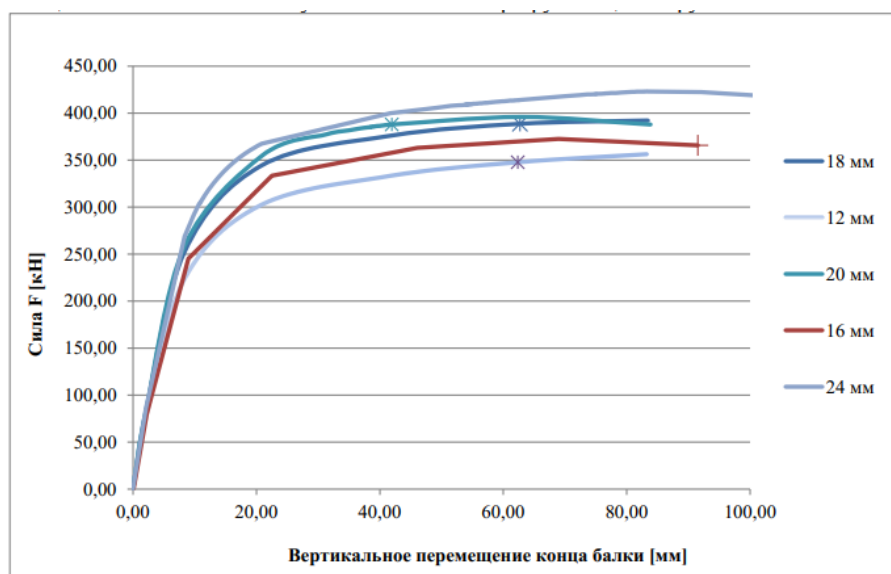


Рисунок 3.11 – График сила-перемещение для узлов с разными толщинами фланцев.

Выводы по третьей главе:

- 1) Толщина фланцев должна определяться расчетом, исходя из нагрузки и предполагаемой механики работы.
- 2) Увеличение толщины фланца повышает жесткость и несущую способность узла, при этом приводит к хрупкому сценарию разрушения.
- 3) Уменьшение толщины фланца приводит к сравнительно небольшому снижению несущей способности, но позволяет пластичный сценарий разрушения узла.
- 4) ГОСТ Р 57837-2017 [98] позволяет проектировать узлы фланцевых соединений без применения усиливающих конструктивных элементов таких, как ребра жесткости.
- 5) Расчет фланцевых соединений типа балка-колонна должен содержать проверку местной устойчивости и прочности стенки колонны при совместном действии усилий в колонне и примыкающих балках.
- 6) При необходимости повысить несущую способность и жесткость узла целесообразна постановка ребра жесткости в растянутую зону (ЗР). Усиление сжатой зоны в этом случае не дает значимого вклада в несущую способность соединения.

Глава 4. РАЗВИТИЕ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ. КОРРЕЛЯЦИЯ МЕТОДИКИ НА ОСНОВЕ ЧИСЛЕННЫХ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

Данная глава посвящена разработке инженерной методики определения несущей способности податливых фланцевых узлов примыкания балки к колонне. В разделах рассмотрены упрощенные расчетные модели отдельных компонентов фланцевого соединения.

4.1 Предельное состояние стальных двутавров при действии поперечных сил

В данной главе представлено решение практической задачи, связанной с проверкой прочности сечений, воспринимающих большие поперечные силы Q . Такие силы возникают, например, в узлах сопряжения балок с колоннами крайнего ряда металлического каркаса многоэтажного жилого здания (Рис. 4.1). В строительной механике традиционно расчет двутавровых балок на действие поперечных сил сводится к нахождению касательных напряжений в сечениях по формуле Журавского, которые не должны превышать расчетного сопротивления материала сдвигу. Основная задача при расчете всех сооружений – это обеспечение безопасности конструкций при минимизации затрат. Для этого необходимо использовать расчетные схемы, соответствующие реальной физической работе конструкций. Расчет по допускаемым напряжениям не позволяет учитывать резерв несущей способности конструкции. В ходе натурного эксперимента, при испытаниях узлов с односторонним примыканием балки (ФСт), поперечные усилия Q в колонне превышали расчетную несущую способность колонны в 2,5 раза. В данном разделе решается практическая задача, связанная с проверкой прочности сечений, воспринимающих большие поперечные силы Q . Данное усилие возникает при расчете узла сопряжения балки с колонной крайнего ряда в металлическом каркасе многоэтажных жилых зданий (Рис. 4.1).

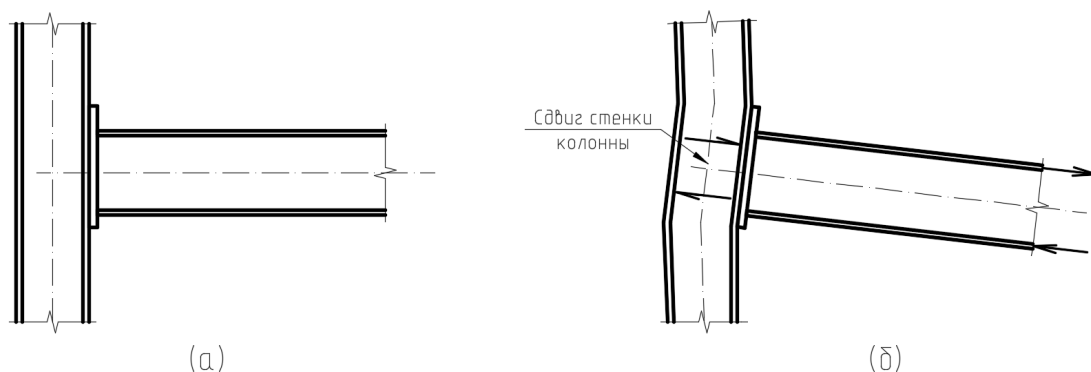


Рисунок 4.1. – Схема работы узла колонны с односторонним примыканием балки.

Момент, возникающий в опорном сечении балки, передается на колонну в виде пары сил, вызывающих в ней сдвиг. Решение этой проблемы сводится не к уточнению механики наступления предельного состояния от действия Q , а к применению различных ребер жесткости Z или K -образной формы или приваркой дополнительных пластин на стенку колонны в зоне стыка [33].

Для теоретического решения задачи рассмотрим участок двутавровой колонны и определим ее предельное состояние (Рис.4.2), вызванное двумя разнонаправленными перерезывающими силами, на основе идеальной схемы работы упругопластического материала - диаграммы Прандтля. Применение билинейной диаграммы оправдано к применению в данных узлах согласно многочисленным исследованиям [13,42,44,45,66,69].

Для теоретического решения задачи воспользуемся кинематическим способом. Суть способа заключается в определении необходимого количества связей, которые нужно перевести в пластичное состояние, чтобы превратить конструкцию (часть колонны) в изменяемую систему. При действии на выделенную часть колонны пары разнонаправленных сил потеря несущей способности будет происходить по следующему сценарию (для наглядности описание колонна условно разделена на стенку и две полки):

1. При $Q \leq Q_s$ колонна упруго сопротивляется воздействию (где Q_s - максимальная поперечная нагрузка, воспринимаемая стенкой колонны) (Рис. 4.3 а).
2. При $Q > Q_s$ под действием больших касательных напряжений стенка полностью переходит в пластическое состояние, при этом сечение двутавра еще не выключилось из работы, т.к. его полки не достигли текучести (Рис. 4.3 б).
3. После выключения стенки в восприятие поперечной силы присоединяются полки (Рис. 4.3 в). Схемой включения полок в работу с наименьшим соответствующим значением разрушающей силы является образование 4-х пластических шарниров в полках, на линии приложения перерезывающих сил (Рис. 4.3 в).

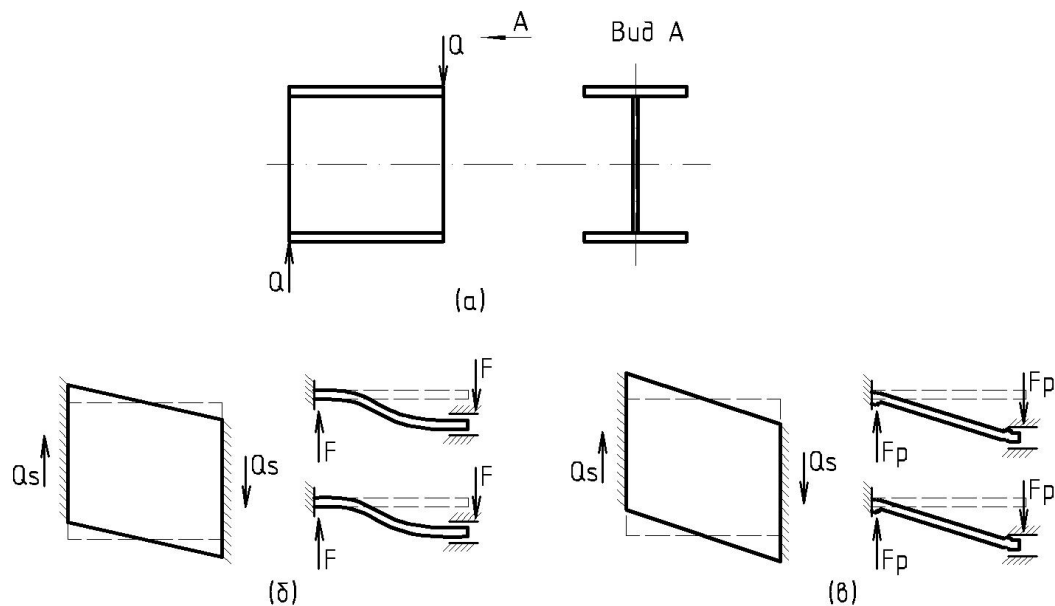


Рисунок 4.2. – Схема предельного равновесия при срезе колонны.

Аналитическое решение данной задачи можно записать следующим образом:

$$Q_{sum} = 2F_p + Q_s \quad (4.1)$$

$$Q_s = \frac{R_s \cdot I \cdot b}{S} \quad (4.2)$$

Здесь: Q_{sum} – суммарное поперечное усилие, воспринимаемое двутавровой колонной, Q_s – поперечное усилие, воспринимаемое стенкой колонны, F_p – поперечное усилие, воспринимаемое полками колонны, I – момент инерции сечения колоны, b – толщина стенки колонны, S – статический момент инерции, R_s – предел текучести стали на сдвиг.

$$R_s = \frac{R_y}{\sqrt{3}}$$

где R_y – предел текучести стали С345.

Максимальное усилие, воспринимаемое полкой колонны, можно определить по формуле предложенной Пальчевским, где усилия, воспринимаемые полкой, определяются из уравнения.

$$\frac{M}{M_t} + \left(\frac{Q}{Q_t}\right)^2 = 1 \quad (4.3)$$

В формуле момент и поперечная сила связаны соотношением:

$$M = Q \cdot l/2 \quad (4.4)$$

$$M_t = \frac{a \cdot t^2}{4} \cdot R_y; \quad Q_t = a \cdot t \cdot R_s \quad (4.5)$$

Здесь t – толщина полки двутавра, a – ширина полки двутавра, l – длина участка колонны, воспринимающая сдвиг.

Из соотношения 4.4 следует, что при $l \rightarrow 0$ (длина участка колонны), колонна работает на срез всей площадью сечения.

Рассмотрена двутавровая колонна (Рис. 4.3), нагруженная поперечной силой, геометрические характеристики сечения которой показаны на рисунке.

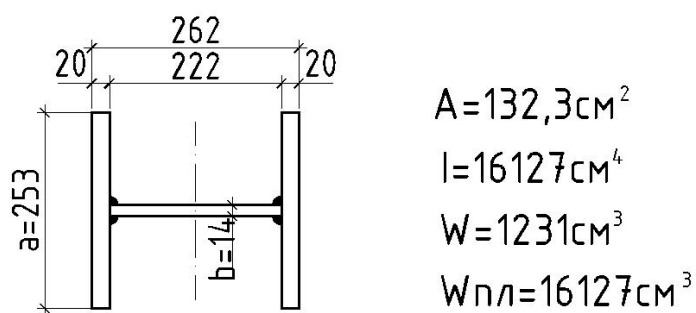


Рисунок 4.3.– Геометрические характеристики сечения колонны.

Для проверки аналитического расчета выполнен численный расчет МКЭ модели двутавровой колонны, нагруженной поперечной силой. В колонне выделены три участка: 1-закрепленная часть, 2-свободная часть со сдвиговой нагрузкой (далее l), 3-перемещаемая часть (Рис. 4.4). Для описания нелинейных свойств материала принята билинейная диаграмма Прандтля, предел текучести принят 345 МПа.

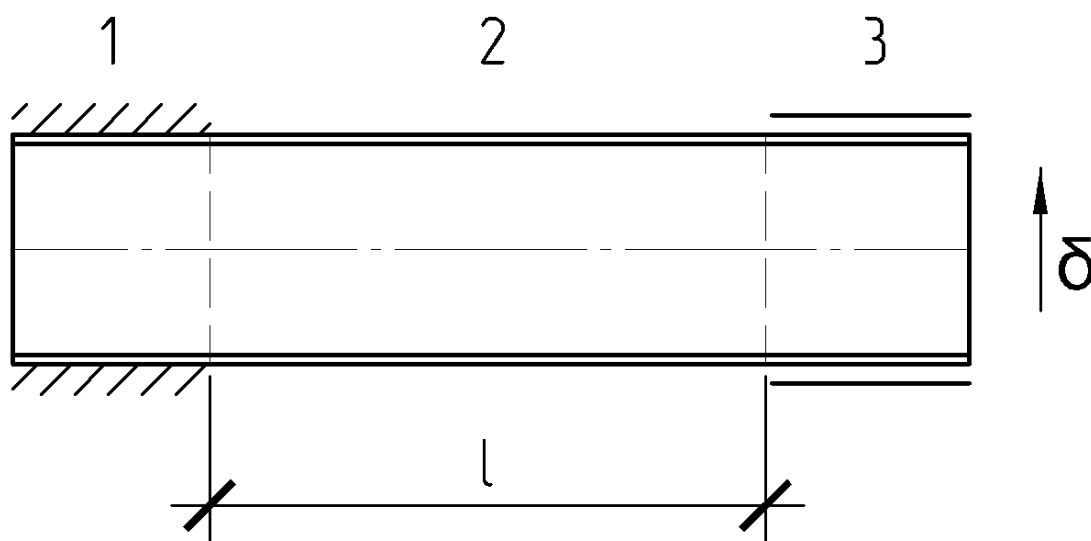


Рисунок 4.4.– Граничные условия расчетной модели.

Для данной модели построен график зависимости перемещение-сила. Нагрузка 644.6 кН является максимальной по формуле Журавского. Нагруженная поперечной силой длина колоны составляет 306 мм.

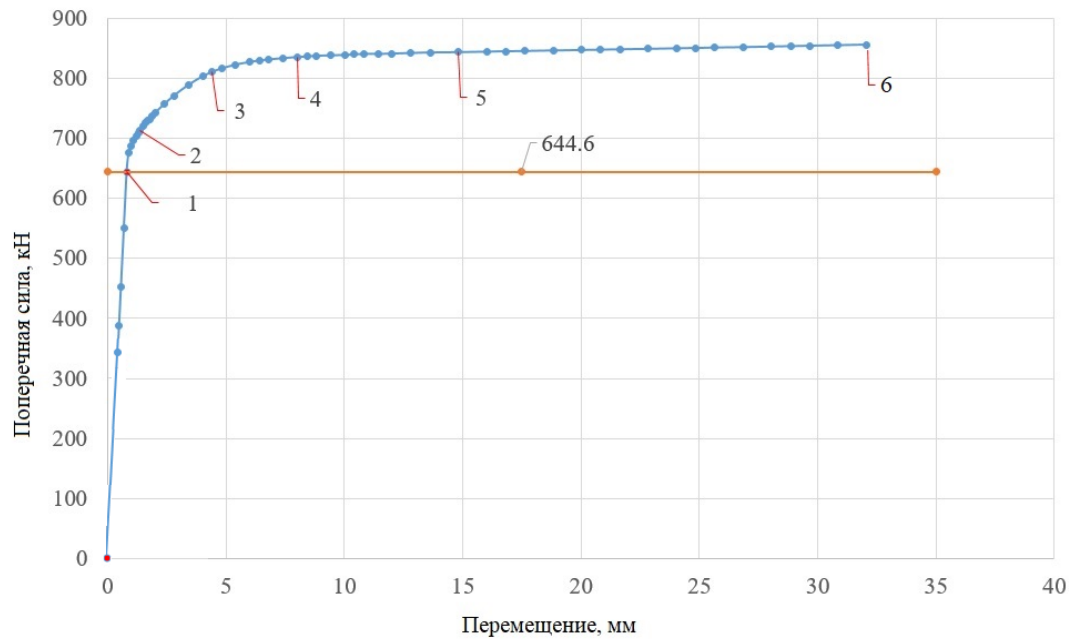


Рисунок 4.5. - График перемещение колонны (мм) - сдвиговая сила (кН)
 Каждой точке, отмеченной на графике (Рис. 4.5), соответствует изображение распространения фронта пластической деформации (Рис.4.6).

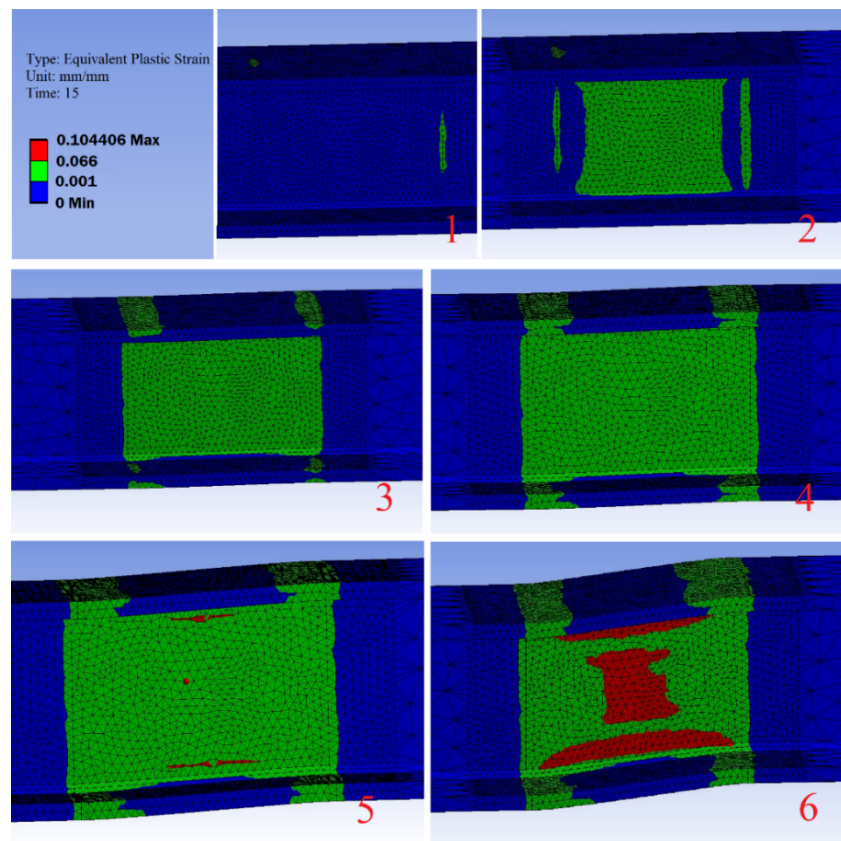


Рисунок 4.6. – Фронт распространения пластических деформаций (мм/мм).

Первая точка графика соответствует максимальной нагрузке по формуле Журавского, линейно-упругая стадия работы колонны (Рис. 4.6). Вторая точка графика соответствует появлению пластических деформаций в стенке колонны. Третья точка характерна полным распространением пластических деформаций по ширине стенки колонны, на данном этапе в работу включаются полки колонны. При дальнейшем увеличении нагрузки задействуются полки колонны, что заметно на стадиях 4-6.

В зависимости от толщин полок и стенки, вклад того или иного элемента в несущую способность сечения меняется. Например, используемый в расчете двутавр 25К6 имеет толщину стенки 14 мм и большая часть нагрузки воспринимается стенкой. После возникновения пластических деформаций в стенке колонны в работу включаются полки колонны. Образование пластических шарниров в полках двутавра превращает конструкцию в механизм.

Таблица 4.1. Данные аналитического решения

Длина нагруженного участка l , мм	Аналитическое решение, кН
50	1280
100	980
200	813
306	754
400	727
500	710
600	698
700	690
800	684

При помощи данной КЭ модели выполнен численный расчет, в котором изменяемым параметром является l , данные внесены в таблицу (Таблица 4.1). Построен график зависимости перемещение колонны от поперечной силы для трех моделей при $l=200\text{мм}$, 306мм , 500мм .

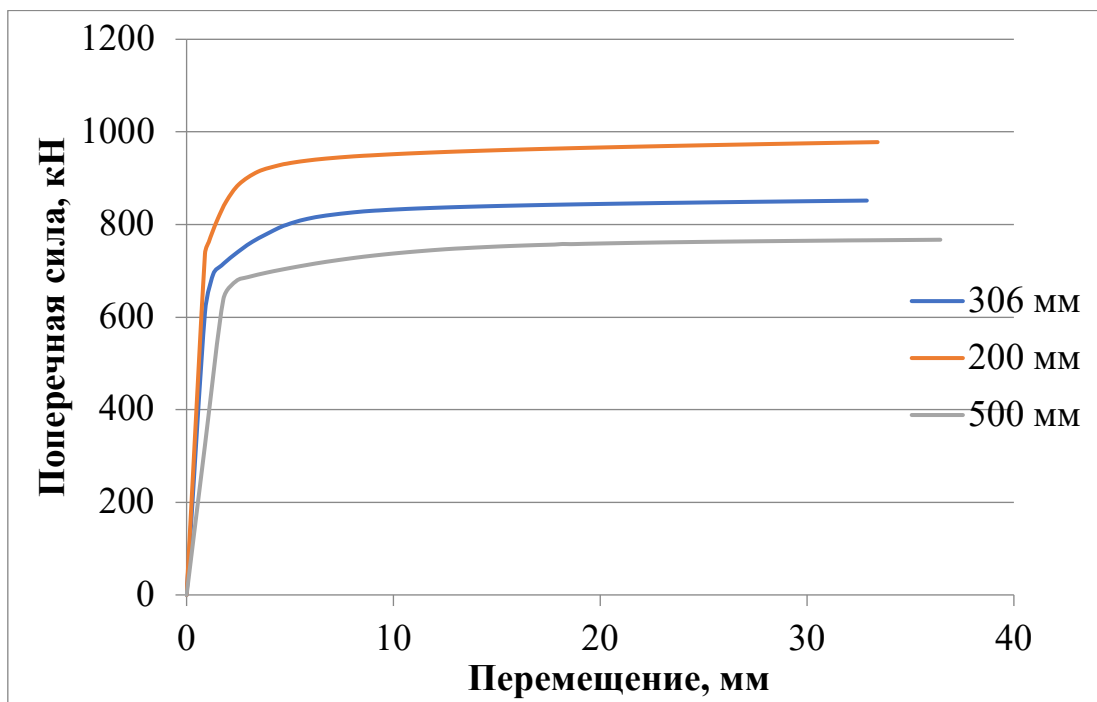


Рисунок 4.7. - График перемещение колонны (мм) - сдвиговая сила (кН)

Максимальная поперечная сила, воспринимаемая колонной, также была вычислена аналитически (формула 4.1). Результаты численного и аналитического решения приведены в таблице.

Таблица 4.2. Данные численного и аналитического решения

Длина нагруженного участка, мм	Аналитическое решение, кН	КЭ расчет, кН	Погрешность, %
200	813	910	10
306	754	792	4,8
500	710	712	0,3

4.2 Расчет и моделирование Т-образного фланцевого соединения

При помощи численного моделирования была рассмотрена конструкция фланцевого податливого узла. В основу расчета был положен принцип работы фланцевых Т-образных соединений. Т-фланец в зависимости от толщины разрушается по трем сценариям (рис.4.8).

1. Разрушение по фланцу. Образование пластических шарниров в околоболтовой зоне и в месте примыкания пластины к фланцу.
2. Образование пластического шарнира непосредственно в месте примыкания пластины к фланцу, разрушение болтов при увеличении нагрузки.
3. Разрушение болтов при высокой жесткости фланца.

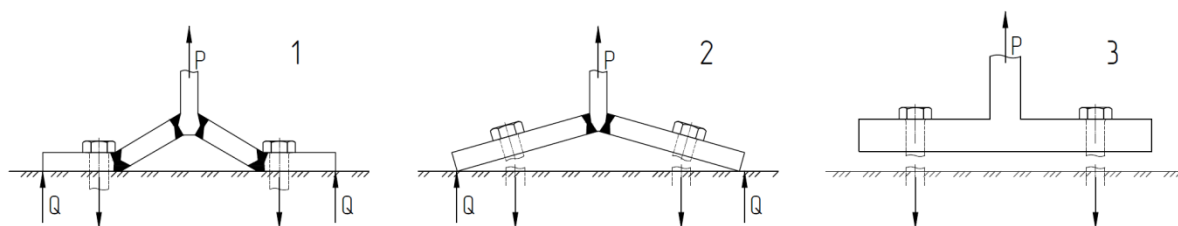


Рисунок 4.8. – Сценарии разрушения Т-образных фланцев.

Толщина фланца выбрана таким образом, чтобы разрушение происходило непосредственно по фланцевой пластине по пластичному сценарию.

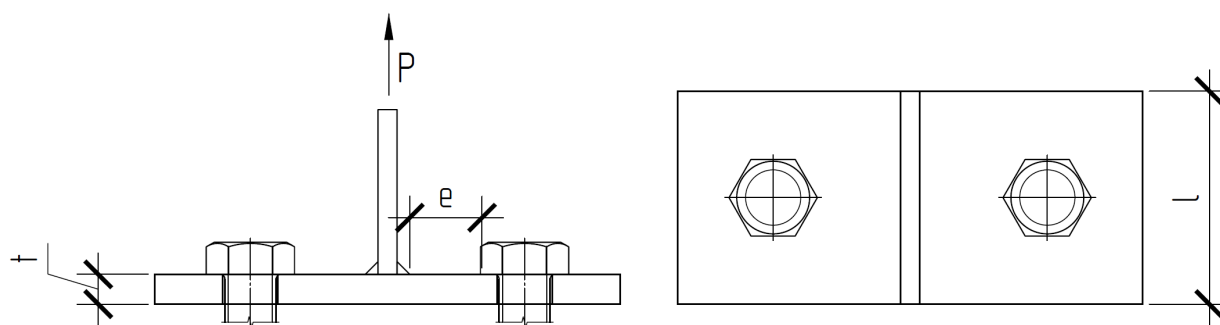


Рисунок 4.9. – Расчетная схема Т-образных фланцев.

Были подготовлены расчетные модели Т-образного фланца. Переменными параметрами в данном расчете выступают t и e (Рис. 4.9). В расчете применена билинейная диаграмма Прандтля, предел текучести 345 МПа. В модели применены болты М24 с предварительным натяжением 244 кН.

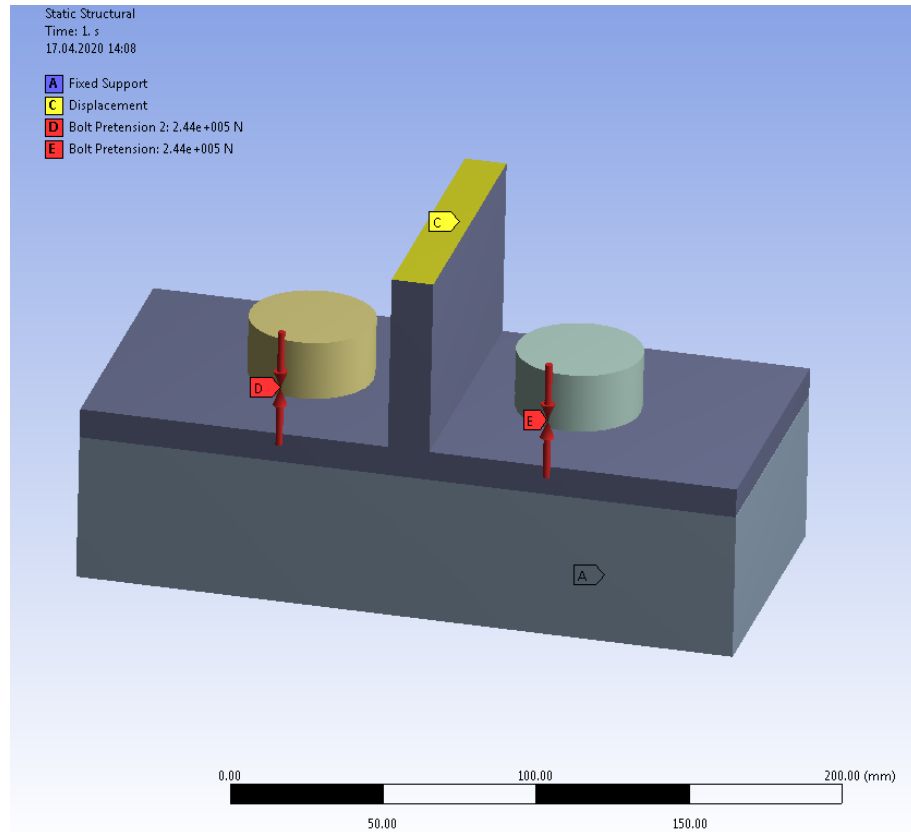


Рисунок 4.10. – Геометрия расчетной модели.

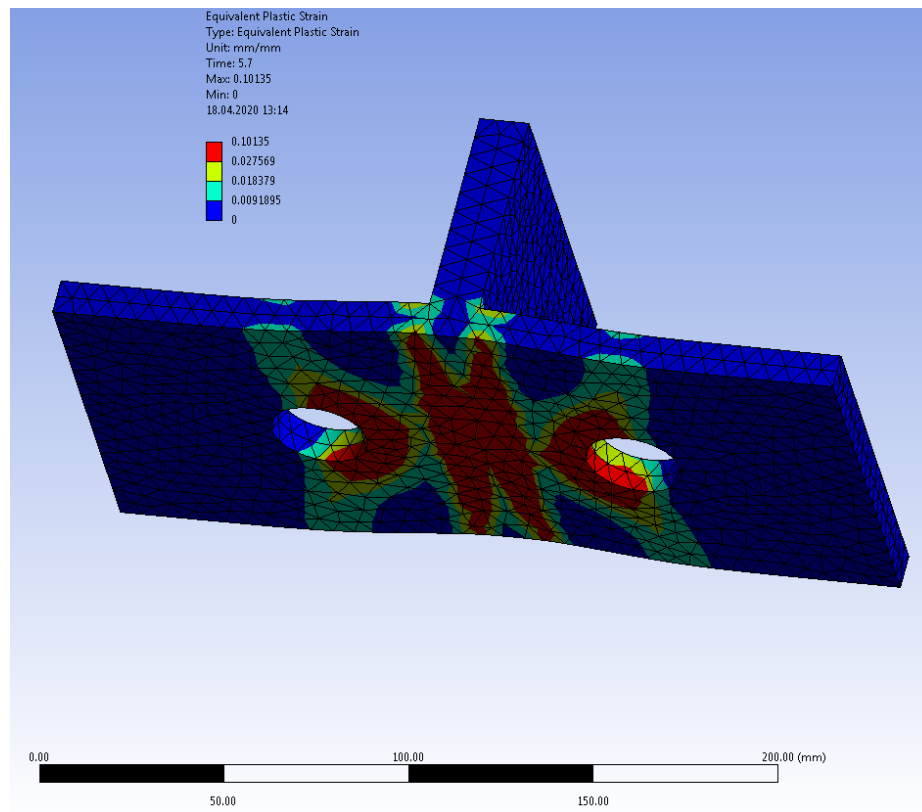


Рисунок 4.11. – Распределение пластических деформаций Т-образного фланца.

Т-фланец можно рассмотреть как две жестко заземленные балки, пролетом e (рис.4.9). Переход в пластические деформации происходит после образования пластических моментов возле болтов и катетов. Сила, при которой Т-фланец переходит в пластичное течение можно выразить следующим образом.

$$P = \frac{l * R_y}{e * t^2} \quad (4.6)$$

Здесь: R_y - предел текучести стали, l - ширина фланца, e - расстояние от грани болта до катета сварного шва, t - толщина фланца.

Были построены графики зависимости усилия P , приложенные к Т-фланцу, от перемещения точки приложения (рис.4.12). Сила образования пластического течения фланца в численном эксперименте определялась на пересечении двух касательных при приведении графика к билинейному. Полученные соотношения экспериментальных данных и численного расчета

приведены в таблице 1. Погрешность между аналитическим расчетом и численным экспериментом не превышает 20% (Таблица 4.3).

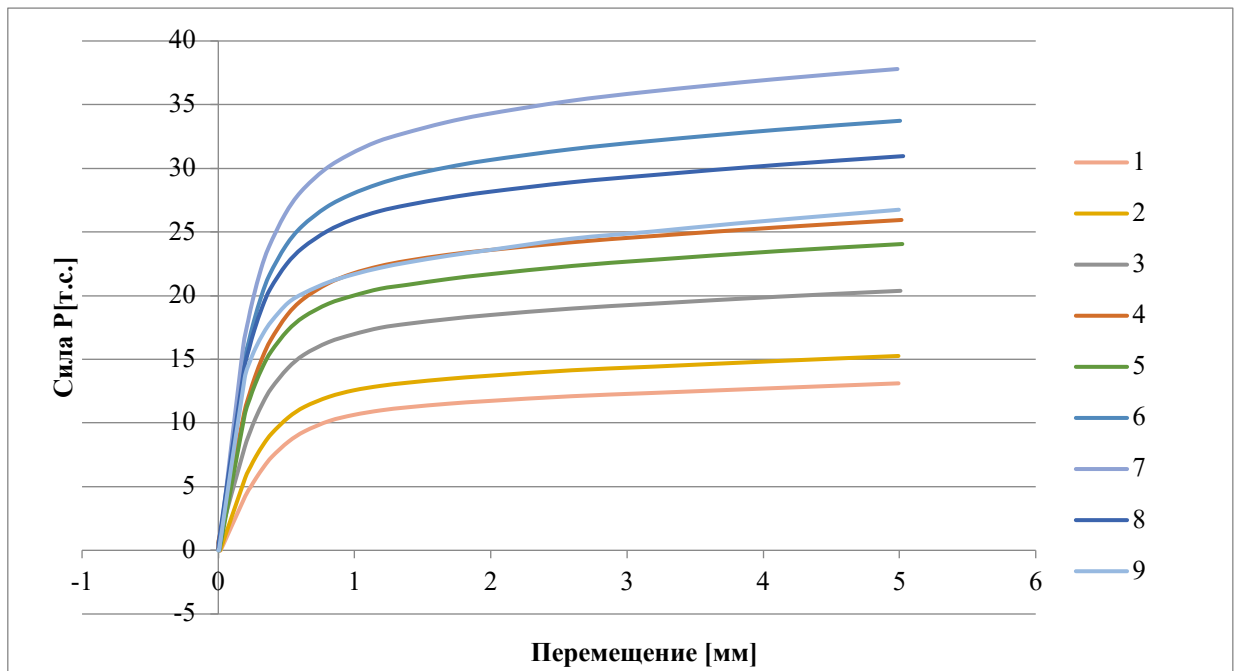


Рисунок 4.12. – Графики зависимости силы, приложенной к фланцу-перемещение точки приложения.

Таблица 4.3 Соотношения аналитического расчета и численного эксперимента

№ фланца	1	2	3	4	5	6	7	8	9
t/e	0.29	0.34	0.41	0.48	0.52	0.59	0.60	0.64	0.87
Р _{экс} /P[%]	101.5	100.87	93.40	85.77	87.96	82.54	85.88	81.34	90.00

4.3 Разработка податливого узла нового типа

Как отмечалось, учитывать податливость узла нужно, а в некоторых сооружениях необходимо. С другой стороны, расчет податливости представляет трудоемкую задачу. Есть необходимость разработки инженерной методики - аналитического расчета податливых соединений, позволяющей запроектировать узел без проведения численных или натурных экспериментов, при этом механика работы узлы должна быть предельно простой.

Рассмотрим ригель, прикрепленный упругоподатливыми узлами к колоннам и нагруженный равномерно распределенной нагрузкой. Оптимальная жесткость данного узла та, при которой металлоемкость ригеля будет наименьшей. То есть эпюра моментов будет иметь одинаковые по модулю значения изгибающих моментов в пролете и на опорах балки. А именно:

$$M_c = |M_{sup}| = \frac{q \cdot l^2}{16} \quad (4.7)$$

Где M_c - момент в пролете балки, M_{sup} - момент на опорах балки.

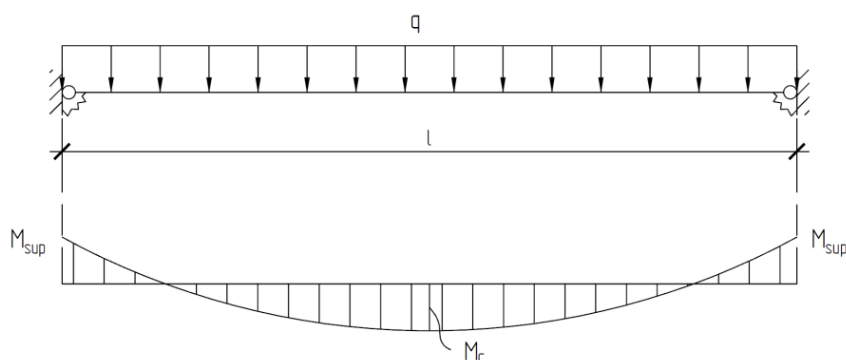


Рисунок 4.13. – Расчетная схема балки

Жесткость опоры, позволяющая получить данное распределение изгибающих моментов в балке, может быть получена на основании статического расчета балки.

$$c = \frac{6 \cdot E \cdot I_x}{l} \quad (4.8)$$

Здесь c - жесткость опоры, E -модуль упругости, I_x - момент инерции, l - пролет балки. Обозначив i как погонную жесткость балки равную $\frac{E \cdot I_x}{l}$, требуемая податливость узла балки, закрепленной податливыми узлами, будет определяться следующим соотношением:

$$c = 6 \cdot i \quad (4.9)$$

Узел должен обладать достаточной начальной жесткостью $s \geq 6 \cdot i$, иначе проектное значение момента в узле не будет достигнуто.

Реализовать податливый узел с постоянной жесткостью (линейным графиком деформирования под нагрузкой) весьма сложно. Возникает множество случайных факторов, способных повлиять на расчетную жесткость. Для строительных конструкций допустимо применение узлов с выраженной площадкой текучести. Применимость данных решений подтверждена множеством исследований и строительной практикой. Усилие, при котором происходит переход в пластику, подбирается конструктивно, в зависимости от момента на опоре M_{sup} . Требуемая податливость узла должна обеспечивать возможность поворота опорного сечения на угол, определяемый по формуле:

$$\theta_{оп} = \frac{M_{sup}}{6 \cdot i} \quad (4.10)$$

В качестве основного компонента узла используем фланцевое соединение, рассчитанное по методу разбиения на простые Т-образные элементы фланцев (Рис. 4.8). Несущая способность фланцевого соединения сложится из несущей способности отдельных его частей - Т-образных фланцев, которая является минимумом из трех возможных вариантов отказа. Для податливого узла применим схему отказа №1, так как схемы №2,3 приводят к хрупкому разрушению. В свою очередь схема №1 характерна пластической формой отказа. Несущей способности болтов должно быть достаточно для реализации отказа по первой схеме предельного состояния.

Вторичные компоненты узла, способные увеличить податливость (такие как деформация стенки колонны, растяжение болтов, изгиб полки колонны), в расчете фигурировать не будут. Конструирование узла следует выполнять таким образом, чтобы вклад вторичных компонентов в общую податливость узла был пренебрежимо мал. Достигается это установкой ребер и накладок в сечение колонны и балки.

Т-фланец можно рассмотреть, как две жестко защемленные балки, пролетом e (Рис 4.9). Переход в пластическое состояние происходит возле болтов и катетов сварных швов. Силу, при которой Т-фланец переходит в пластичное состояние, можно определить следующим образом.

$$P_{fl.} = \frac{l \cdot R_y \cdot t^2}{e} \quad (4.11)$$

Здесь: R_y - предел текучести стали, l - ширина фланца, e - расстояние от грани болта до катета сварного шва, t - толщина фланца. подбираются исходя из требуемой несущей способности, принимая соотношение $t/e=0,3:0,35$.

Требуемая несущая способность растянутого Т-фланца определяется исходя из опорного момента балки и должна быть ограничена несущей способностью элемента, к которому он закрепляется, в случае двутавровой балки это верхняя полка.

$$P_{fl.} = \frac{M_{sup.}}{h_b - t_s} < t_s \cdot b \cdot R_y \quad (4.12)$$

Где h_b - высота балки, t_s - толщина полки балки, b - ширина полки балки, R_y - предел текучести стали. Габариты Т-фланца, толщину фланца, расстояние между болтами

Работа податливого узла под нагрузкой

Предлагаемый нами податливый узел крепления балки представляет собой фланцевую пластину, закрепленную на болтах, и опорный столик, воспринимающий сжимающее усилие и поперечную нагрузку. Верхний (растянутый) фланец приваривается к балке исключительно в зоне полки. Поперечное усилие передается через опорный столик. Податливость узла реализуется в растянутой зоне балки, при образования пластических деформаций в Т-фланце. Сжатая зона балки передает усилие через контактное взаимодействие между нижней пластиной и пол кой колонны.

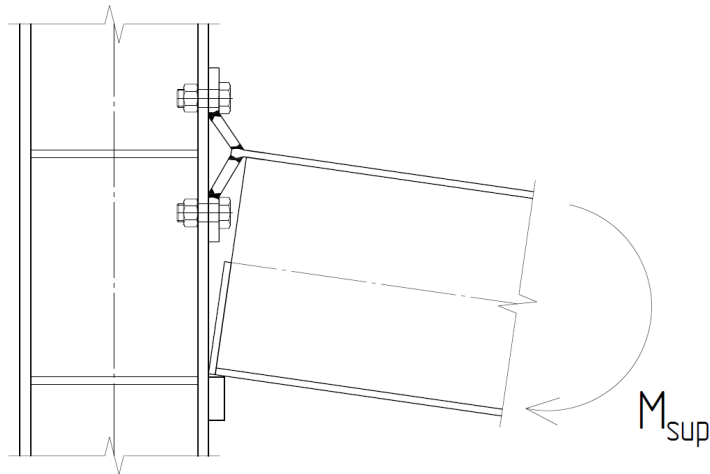


Рисунок 4.14. – Расчетная схема узла

Несущая способность балки отличается в зависимости от типа применяемых узлов. Максимальная несущая способность достигается для схемы №4 (Рис.4.15) при равных изгибающих моментах в пролете и на опоре. Несущая способность предлагаемого нами узла ограничивается несущей способностью полки двутавра. Соответственно максимальная несущая способность балки сечения 30Б2, закрепленной по схеме №3 (Рис.4.15), составит 67кН/м.

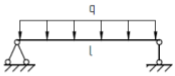
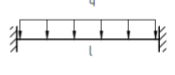
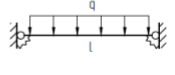
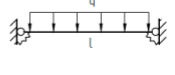
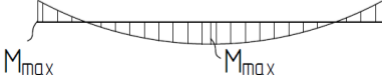
№	Расчетная схема		$M_{\max}$	$q[\text{kN/m}]$ I 30
1			$ql^2/8$	37 кН/м
2			$ql^2/12$	55 кН/м
3			$ql^2/8 - M_{\text{sup}}$	67 кН/м
4			$ql^2/16$	73 кН/м

Рисунок 4.15.– Несущая способность балки 30Б2 в зависимости от типа опоры;

Где h_b -высота балки.

Подбор параметров фланца выполним на основании требуемого усилия, исходя из равнопрочности изгибающих моментов в пролете и на опоре балки (4.7). При этом ограничиваемся несущей способностью полки двутавра:

$$P_{fl.} = \frac{M_{sup.}}{h_b - t_s} = \frac{165,8}{0,3 - 0,009} = 570 \text{ kN}$$

$$P_{fl.} < t_s \cdot b \cdot R_y = 0,009 \cdot 0,15 \cdot 345 \cdot 10^3 = 466 \text{ kN}$$

Проектное усилие составляет 466 кН, на основании чего определяем требуемые величины толщины фланца и расстояния e в формуле (4.11), задавшись соотношением $t/e=0,3:0,35$. В результате усилие, при котором фланец в расчетной модели переходит в пластическое деформирование, составит:

$$P_{fl.} = \frac{l \cdot R_y \cdot t^2}{e} = \frac{0,21 \cdot 345 \cdot 10^3 \cdot 0,018^2}{0,05} = 469 \text{ kN}$$

Аналитическое решение несущей способности Т-фланца проверено при помощи вычислительных экспериментов упрощенной модели узла (Рис.4.17) в программном комплексе ANSYS. В результате был получен график «сила-перемещение» (Рис.4.17). Переход Т-фланца в пластическое состояние происходит при нагрузке 400 кН, нагрузка при перемещении 3 мм составляет 470 кН, что с учетом погрешности хорошо коррелирует с аналитическим решением. Достоинством данного соединения является диапазон, при котором Т-фланец способен обеспечивать расчетный момент. В реальной конструкции узла будут присутствовать начальные несовершенства, широкий диапазон (0,5-5мм согласно графику), при котором Т-фланец способен обеспечивать расчетное усилие, позволит нивелировать чрезмерную податливость узла.

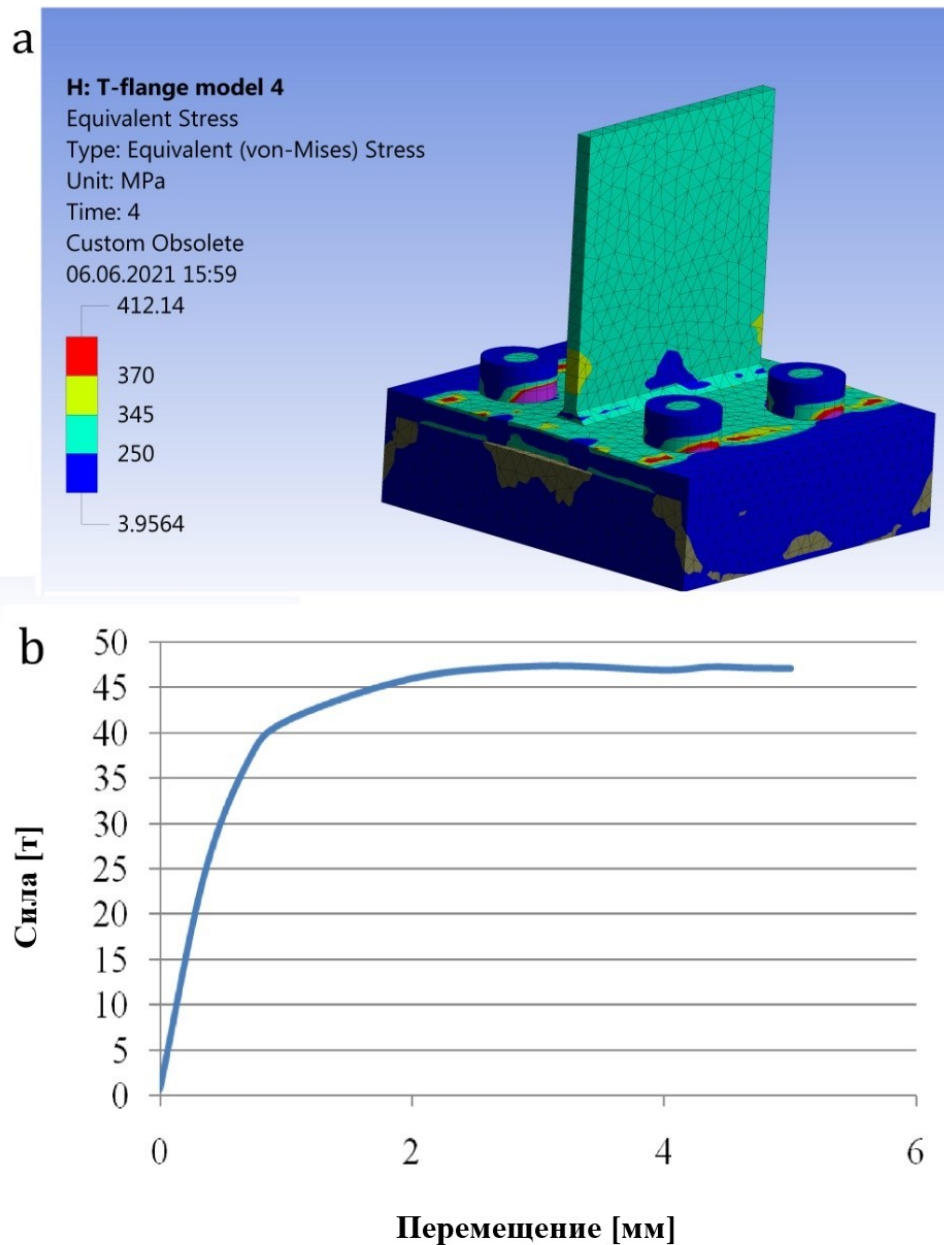


Рисунок 4.17. – (а) эквивалентные напряжения по Мизесу для субмодели податливого узла; (b) график зависимости сила – перемещение

Несущая способность балки в расчетной модели определялась из условия возникновения пластических деформаций в пролете и на опорах балки. Продольное перемещение верхнего фланца составило 3,2 мм, что говорит о том, что усилие в Т-фланце достигло 470 кН. Максимальная нагрузка в результате расчета составила 67кН/м, что больше на 17% расчетной несущей способности жесткозакрепленной балки данного сечения.

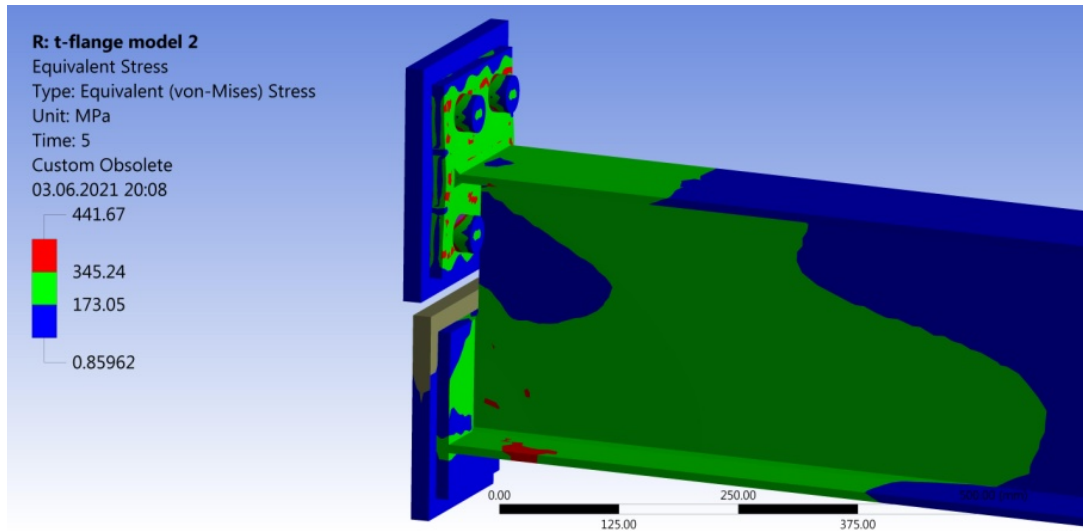


Рисунок 4.18. – Эквивалентные напряжения по Мизесу, для жесткозакрепленной балки при нагрузке 70кН/м

4.3 Выводы по главе 4

1. Несущая способность стержней двутаврового сечения, нагруженных поперечными силами, зависит от расстояния между парой сил. Помимо стенки двутавра, в работе сечения на срез нагрузка частично воспринимается полками. Предложена аналитическая методика, определения несущей способности двутавра на срез с учетом работы полок двутавра. Аналитическое решение сравнивалось с МКЭ расчетом. Разница между аналитическим расчетом и МКЭ моделью составляет 10-25% в запас прочности сечения.

2. Податливые соединения имеют ряд преимуществ перед жесткими и значительно проще в изготовлении. Реализовать податливость узла возможно при учете пластической работы фланцевого соединения.

3. Аналитическое описание пластической работы фланцевого соединения дает хорошую корреляцию при соотношении толщины фланца к расстоянию e (рис. 4,9) 0,3-0,35.

4. Предложено новое конструктивное решение податливого узла балки с колонной, для которого свойственна простота расчета и монтажа.

5. Приведена инженерная методика расчета предложенного узла, которая хорошо коррелирует с результатами численного эксперимента. Сами численные модели строились по результатам натурных экспериментов.

6. Предлагаемый узел соединения балок с колоннами позволяет перераспределить изгибающие моменты по длине балки. Максимальная нагрузка на балку, закрепленную на предложенных узлах, в 1,22 больше расчетной несущей способности жесткозакрепленной балки данного сечения и в 1.8 раз выше, чем для шарнирно закрепленной балки.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Выполнен анализ отечественных и зарубежных экспериментальных и теоретических исследований фланцевых соединений. По результатам аналитического обзора установлено, что нормативной документации по расчету фланцевых соединений в РФ недостаточно.

2. Получены результаты экспериментальных исследований фланцевых соединений в натуральную величину, определена их фактическая несущая способность.

3. Выполнено численное моделирование испытанных моделей фланцевых соединений. Получены картины распределения напряжений и деформаций в узле. Выполнено сравнение опытных и расчетных значений узлов фланцевых соединений. На основании натурных испытаний выполнена валидация численной расчетной модели.

4. Проведена отдельная серия испытаний болтов класса прочности 8.8 и 10.9. Болты класса прочности 8.8 имеют преимущества по использованию во фланцевых соединениях: предсказуемость графика деформирования и пластичность при разрушении.

5. По результатам экспериментального исследования на опытных образцах установлено, что зачастую увеличение толщины фланцевой пластины не приводит к повышению надежности соединения. Напротив, отказ узлов с относительно тонкими фланцами происходит с развитием значительных пластических деформаций.

6. Предложено конструктивное решение податливого узла балки с колонной, для которого свойственна простота расчета и монтажа. Показана инженерная методика расчета данного узла, которая хорошо коррелирует с результатами численного эксперимента.

7. Предлагаемый узел соединения балок с колоннами позволяет перераспределить изгибающие моменты по длине балки. Максимальная нагрузка на балку, закрепленную на предложенных узлах, в 1,22 больше

расчетной несущей способности жесткозакрепленной балки данного сечения и в 1.8 раз выше, чем для шарнирно закрепленной балки.

Рекомендации: по результатам выполненного исследования рекомендуется использовать методику расчета податливых узлов примыкания балки к колонне.

Перспективой дальнейшей разработки данной темы является разработка серии податливых фланцевых узлов с выраженной площадкой текучести для различных двутавровых балок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Azizinamini A and Radziminski J B 1989 Static and cyclic performance of semirigid steel beam-to-column connections. *Journal of Structural Engineering* 115(12) 2979-2999.
2. Abdalla K., G. Abu-Farsakh, and S. Barakat, "Experimental investigation of force-distribution in high-strength bolts in extended end-plate connections", *Steel Compos. Struct.*, vol. 7, pp. 87-103.[<http://dx.doi.org/10.12989/scs.2007.7.2.087>]
3. A. Abolmaali, A. Kukreti, and H. Razavi, "Hysteresis behavior of semi-rigid double web angle steel connections", *J. Construct. Steel Res.*, vol. 59, pp. 1057-1082.[[http://dx.doi.org/10.1016/S0143-974X\(03\)00005-1](http://dx.doi.org/10.1016/S0143-974X(03)00005-1)]
4. Abolmaali A, Kukreti A R and Razavi H 2003 Hysteresis behavior of semi-rigid double web angle steel connections *Journal of Constructional Steel Research* 59(8) 1057-1082
5. Abidelah A, Bouchair A, Kerdal DE. Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners. *J Constr Steel Res* 2012;76:13–27.
6. Abid M., Nash D. Comparative study of the behavior of conventional gasketed and compact non- gasketed flange pipe joints under bolt up and operating conditions // *International Journal of Pressure Vessels and Piping*. Vol.80. Issue 12.-2003. Pp. 831-841.
7. A. Al-Rifaie, Z. Guan, and S. Jones, "Quasi-static analysis of end plate beam-to-column connections", *World Acad. Sci. Eng.Tech. Int. J. Civ. Environ. Struct. Constr. Archit. Eng.*, vol. 11, pp. 936-941.
8. Ahmed A and Hasan R 2015 Effect and evaluation of prying action for top-and seat-angle connections *International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE)* 7(2) 159-169
9. AISC 358, "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", AISC, Chicago, USA.

10. A. Bahaz, S. Amara, H. Nessi, J-P. Jaspart, and J-F. Demonceau, "Finite element Analysis of Semi Rigid End Plate Steel Joints Under Static Loading", International seminar of the apport of the simulation in technological innovation, .
11. Bartlomiej Blachowski, Witold Gutkowski. Effect of damaged circular flange-bolted connections on behaviour of tall towers, modelled by multilevel substructuring. // Engineering Structures. Volume 111, 15 March 2016, Pages 93-103
12. BaoMeng, WeihuiZhong, JipingHao. Anti-collapse performances of steel beam-to-column assemblies with different span ratios. //Journal of Constructional Steel Research. Volume 140, January 2018, Pages 125-138.
13. Bo Yang Kang Hai Tan Experimental tests of different types of bolted steel beam–column joints // Engineering Structures.
14. Bin-yangLi, Yuan-LongYang, Yohchia-FrankChen, WeiCheng, Lin-BoZhang. Behavior of connections between square CFST columns and H-section steel beams. //Journal of Constructional Steel Research. Volume 145, June 2018, Pages 10-27
15. BinRong, ShuaiLiu, Jia-BaoYan, RuoyuZhang. Shear behaviour of panel zone in through-diaphragm connections to steel tubular columns //Thin-Walled Structures. Volume 122, January 2018, Pages 286-299
16. Bursi O. S., Jaspart J. P., "Benchmarks for Finite Element Modelling of Bolted Steel Connections, Journal of Constructional Steel Research, 43 (1-3), 1997, 17-42.
17. BS 5950-1:2000. British standard. Structural use of steelwork in building. Part 1: Code of practice for design – Roller and welder sections.
18. M.R. Bahaari, and A.N. Sherbourne, "Structural behavior of end-plate bolted connections to stiffened columns", J. Struct. Eng., vol. 122, pp. 926-935.[[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1996\)122:8\(926\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:8(926))]
19. Baker M. Is there a reproducibility crisis// Nature, 2016.- Vol. 533.- pp. 452-454.

20. Chen W F 2011 Semi-rigid connections handbook. J. Ross Publishing, pp 23-32.
21. Chen X and Shi G (2016) J. Construct. Steel Res. 126 153-62
22. Cerfontaine F., Jaspart J. P. Analytical study of the interaction between bending and axial force in bolted joints // Eurosteel Coimbra, 2002. — pp. 9971006.
23. W-F. Chen, Y. Goto, and J.R. Liew, *Stability design of semi-rigid frames.*, vol. 1, John Wiley & Sons, .
24. X. Chen, and G. Shi, "Finite element analysis and moment resistance of ultra-large capacity end-plate joints", *J. Construct. Steel Res.*, vol. 126, pp. 153-162. [<http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.07.013>]
25. Danesh F, Pirmoz A and Daryan A S 2007 Effect of shear force on the initial stiffness of top and seat angle connections with double web angles Journal of Constructional Steel Research 63(9), 1208-1218
26. Daryan A S and Yahyai M 2009 Behavior of bolted top-seat angle connections in fire Journal of Constructional Steel Research 65(3) 531-541
27. Dai X H, Wang Y C and Bailey C G 2010 Numerical modelling of structural fire behaviour of restrained steel beam–column assemblies using typical joint types Engineering Structures 32(8) 2337-2351
28. Demonceau, J, Jaspart, J, Muller, C & Weinand, Klaus, Oerder and Muller. Application of Eurocode 3 to Steel Connections with Four Bolts per Horizontal Row. In SDSS', ed. Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures Rio de Janeiro, 2010
29. Demonceau J, Jaspart J, Muller C & Weinand, K, 2010. Connections with Four Bolts per Horizontal Row. Euro steel 2011, Budapest, Hungary
30. G. Drosopoulos, G. Stavroulakis, and K. Abdalla, "3 D Finite element analysis of end- plate steel joints", *Steel Compos. Struct.*, vol. 12, pp. 93-115.[<http://dx.doi.org/10.12989/scs.2012.12.2.093>]
31. F. Danesh, A. Pirmoz, and A.S. Daryan, "Effect of shear force on the initial stiffness of top and seat angle connections with double web angles", *J.*

Construct. Steel Res., vol. 63, pp. 1208-1218. [<http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.11.011>]

32. C. Díaz, M. Victoria, O.M. Querin, and P. Martí, "FE model of three-dimensional steel beam-to-column bolted extended end-plate joint", *Int. J. Steel Struct.*, pp. 1-25.

33. Patryk Deniziak. Analiza porownawcza me tod zwiekszania nosnosci i sztywnosci stalowych, doczolowych wezlow srubowych/ Inzynieria Ladowa i Wodna II/ №637. 2014. Pages 9-12

34. Patryk Deniziak, Comparative analysis of resistance and rotational stiffness increasing methods in steel end plate joints // IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science. 2018. P.143.

35. EN 1993-1-5, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated Structural Elements, CEN, Brussels, 2007.

36. EN 10025-2, Eurocode 10025: Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels, CEN, Brussels, 2004.

37. EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, 2005.

38. EN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, Brussels, 2004.

39. EN 1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, CEN, Brussels, 2005.

40. A. Elghazouli, C. Málaga-Chuquitaype, J. Castro, and A. Orton, "Experimental monotonic and cyclic behaviour of blind-bolted angle connections", *Eng. Struct.*, vol. 31, pp. 2540-2553. [<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.05.021>]

41. FINE (2017), "FIN EC User Guide", Prague, Czech Republic

42. J.S. Eduarte. Design of prequalified European beam-to-column connections for moment resistant frames with component based finite element method//Czech Technical University in Prague. 2018. 68p.

43. FEMA 350, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", FEMA, USA
44. K Al Fakih, S C Chin and S I Doh. Behavior of Double-Web Angles Beam to column connections//IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 342 (2018).
45. E.L. Grismo, A.H. Clausen, A. Aalberg, and M. Langseth, "A numerical study of beam-to-column joints subjected to impact", Eng. Struct., vol. 120, pp. 103-115.[<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.04.031>]
46. Ghindea M, Catarig A and Ballok R I 2015 Semi-Rigid Behaviour Of Bolted Connections Using Angle Cleats Part 1. Development Of 3-D Finite Element Model Buletinul Institutului Politehnic din Iasi. Sectia Constructii, Arhitectura 61(4) 53
47. M. Ghindea, R. Ballok. State-of-the-art review on bolted steel beam-to-column connections // Bulletin of the Transilvania University of Braşov Vol. 8 (57) Special Issue No. 1 – 2015
48. Gioncu, V., Mazzolani, M. (2013), "Seismic Design of Steel Structures". Naples, Italy.
49. Gioncu, V., Mazzolani, M. (2011), "Earthquake Engineering for Structural Design". Naples, Italy.
50. Hamburger, R. (2009), "Earthquake and Seismic Design", Facts for Steel Buildings 3- AISC, USA.
51. Hamburger, R., Krawinkler, H., Malley, J., Adan, S. (2009), "Seismic Design of Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers", NEHRP Seismic Design Technical Brief No.2-NIST, USA.
52. Z. D. Hunn et al., "A Finite Element Study of Non-Orthogonal Bolted Flange Plate Connections for Seismic Applications", Key Engineering Materials, Vol. 763, pp. 525-532, 2018
53. Hong K, Yang J G and Lee S K 2002 Moment–rotation behavior of double angle connections subjected to shear load Engineering Structures 24(1) 125-132

54. Khang T Huong, Gung H Nguyen. Discussion about effecting of stiffener in four bolts in a row end plate connection for long span and heavy load steel structures in Vietnam/ IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 143 (2018)
55. Hean L S, Sulong N R and Jameel M 2016 Effect of axial restraints on top-seat angle connections at elevated temperatures KSCE Journal of Civil Engineering 20(6) 2375-2383
56. Jaspart J. P General report: session on connections // Journal of Constructional Steel Research, 2000. — Vol. 55. — pp. 69-89.
57. Joints in Steel Construction Moment Connections 1997 p 233
58. Joshi D., Mahadevan P., Marathe A. Chatterjee A. Unimportance of geometric nonlinearity in analysis of flange joints with metal-to-metal contact// International Journal of Pressure Vessels and Piping. Vol.84. Issue 7.-2007. Pp. 405-411.
59. Krishna M.M., Shunmugam M.S., Prasad N.S. A study on the sealing performance of bolted flange joints with gasketeds using finite element analysis // International Journal of Pressure Vessels and Piping. Vol.84. Issue 6.-2007. Pp. 349-357.
60. Konstantinos D.T., Papadopoulos T. A FE parametric study of RWS beam-to-column bolted connections with cellular beams// Journal of Constructional Steel Research. V.116. 2016. Pp.92-113.
61. Kukreti A R and Abolmaali A S 1999 Moment-rotation hysteresis behavior of top and seat angle steel frame connections Journal of Structural Engineering 125(8) 810-820
62. Liew J R, White D W and Chen W F 1993 Limit states design of semi-rigid frames using advanced analysis: Part 1: Connection modeling and classification Journal of Constructional Steel Research 26(1) 1-27
63. Liew J R, White D W and Chen W F 1993 Limit states design of semi-rigid frames using advanced analysis: Part 1: Connection modeling and classification Journal of Constructional Steel Research 26(1) 1-27

64. X.C.Liu, X.N.He, H.X.Wang, A.L.Zhang. Compression-bend-shearing performance of column-to-column bolted-flange connections in prefabricated multi-high-rise steel structures.//Engineering Structures. Volume 160, 1 April 2018, Pages 439-460
65. Lewitt C W, Chesson Jr E, & Munse W H 1966 Restraint characteristics of flexible riveted and bolted beam-to-column connections. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.
66. Mohsen Geramia Hamid Saberi Cyclic behavior of bolted connections with different arrangement of bolts.
67. A. Pirmoz, A.S. Khoei, E. Mohammadrezapour, and A.S. Daryan, "Moment–rotation behavior of bolted top–seat angle connections", *J. Construct. Steel Res.*, vol. 65, pp. 973-984.[<http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.08.011>]
68. Pisarek Zdzisław EXPERIMENTAL TESTS OF T- STUBS WITH FOUR BOLTS.
69. Pisarek Z., Kozłowski A. End-plate steel joint with four bolts in the row // Proceeding of the International Conference "Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures"// Gizejowski, Kozłowski, Słeczka & Ziolkowski (eds.) / Taylor & Francis Group, London, 2006. — pp. 257-826.
70. Proceedings without an editor (without a publisher) 8. Chung S-T, Morris RL (1978) Isolation and characterization of plasmid deoxyribonucleic acid from *Streptomyces fradiae*. In: Abstracts of the 3rd international symposium on the genetics of industrial microorganisms, University of Wisconsin, Madison, 4–9 June 1978
71. Prabha P, Rekha S, Marimuthu V, Saravanan, M, Palani G S and Surendran M 2015 Modified Frye– Morris polynomial model for double web-angle connections International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE) 7(3) 295-306
72. Šabatka, L., Wald, F., Kabeláč, J., Gödrichn L., Navrátil, J., “Component based finite element model of structural connections”, Prague, 2014.

73. T.W. Stelmack, M.J. Marley, and K.H. Gerstle, "Analysis and tests of flexibly connected steel frames", *J. Struct. Eng.*, vol. 112, pp. 1573-1588. [[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1986\)112:7\(1573\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:7(1573))]
74. G. Shi, Y. Shi, Y. Wang, S. Li, and H. Chen, "Finite element analysis and tests on bolted end-plate connections in steel portal frames", *Adv. Struct. Eng.*, vol. 7, pp. 245-256. [<http://dx.doi.org/10.1260/136943304323213193>]
75. Shardakov I, Shestakov A, Son M (2018) Beam to column flange connection: from elasticity to destruction. *Procedia Structural Integrity* 13 1324-1329. doi:10.1016/j.prostr.2018.12.278
76. J.A. Swanson .Ultimate Strength Prying Models for Bolted T-stub Connections// Engineering journal/ Third quarter.- 2002/-pp.136-147.
77. Schippers J D, (2012) CONNECTION VII 7th International Workshop on Connections in Steel Structures Timișoara RO, p 173
78. Sumner E. A., Murray T M. Behaviour and design of multi-row extended end- plate moment connections // Proceedings of International Conference Advances in Structures (ASCCA'03). — Sydney, 2003.
79. Sulong N R, Elghazouli A Y, Izzuddin B A and Ajit N 2010 Modelling of beam-to-column connections at elevated temperature using the component method *Steel and Composite Structures*, 10(1) 23-43
80. Sokol Z., Wald F., Delabre V., Muzeau J. P, Svarc M. Design of end plate joints subject to moment and normal force // Eurosteel Coimbra, 2002. — pp. 12191228.
81. Son M 2018 *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 456 012092
82. Sumner E. A.// Unified design of extended end- plate moment connections subject to cyclic loading// Dissertation for the degree of Doctor of philosophy in civil engineering. Virginia. 2003.-209p.
83. Stelmack T W, Marley M J and Gerstle, K. H 1986 Analysis and tests of flexibly connected steel frames *Journal of Structural Engineering* 112(7) 1573-1588

84. M. Tahamouli Roudsari, H. Jamshidi K., S. H. Moradi. Experimental and Numerical Assessment of Reduced IPE Beam Sections Connections with Box-Stiffener. March 2018, Volume 18, Issue 1, pp 255–263
85. G.G. Kashevarova, M.P. Son, A.D. Zemlyanukhin Design and modeling of a T-stub flange connection. Modern technologies in construction. Theory and practice.
86. A.R. Kukreti, M. Ghassemieh, and T.M. Murray, "Behavior and design of large-capacity moment end plates", *J. Struct. Eng.*, vol. 116, pp. 809-828.[[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1990\)116:3\(809\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:3(809))]
87. Undermann D. Schmidt B. Moment Resistance of Bolted Beam to Column Connections with Four Bolts in each Row // Proceedings of IV European Conference on Steel and Composite Structures "Eurosteel 2005". - Maastricht : [б.н.], 2005 r.
88. Urbonas K., Daniunas A. Behaviour of steel beam-to-beam connections under bending and axial force // Proceedings of 8th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Techniques" (Lithuania, Vilnius, May 19-21, 2004) — pp. 650-653.
89. Viridi K. S. et al, “Numerical Simulation of Semi-Rigid Connections by the Finite Element Method, Report of Working Group 6 Numerical, Simulation COST C1, Brussels Luxembourg, 1999.
90. Wald F., Kwasniewski L., Gödrich L., Kurejková M. (2014) “Validation and verification procedures for connection design in steel structures”, Research project MERLION of Czech Republic Technical No. TA02010159, Czech Technical University of Prague, Department of steel and timber structures, Prague, Czech Republic
91. Wald F, Kurejkova M., Godrich L., Kocka M., Matinek K., Sabatka L., Kabelac J. (2015), “Simple and advanced models for connection design in steel structures”, International Conference on advances in civil and environmental engineering 2015, Czech Technical University of Prague, Department of steel and timber structures, Prague, Czech Republic

92. Wald, F, Kurejkova, M., Godrich, Sabatka, L., Kabelac, J. (2015), "Future design procedure for structural connections is component based finite element method", Nordic steel construction conference, 2015, Czech Technical University of Prague, Department of steel and timber structures, Prague, Czech Republic
93. Xinwu W 2007 Experimental research on hysteretic behavior of top-seat and web angles connections. In 5th WSEAS International Conference on Environment, Ecosystems and Development, Tenerife, Spain (pp. 14-16)
94. Биргер И.А., Иосилевич Г.Б. Резьбовые и фланцевые соединения.- М.: Машиностроение ,-1990.-368 с.
95. Ведяков И.И., Конин Д.В. О совершенствовании отечественных сортаментов двутавровых профилей с параллельными гранями полков для колонн и развитии норм проектирования современных металлических конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. - №3. – 2014. – с. 50-56.
96. Грудев И. Д. Прочность фланцевых соединений элементов открытого профиля. Болтовые и специальные монтажные соединения в стальных строительных конструкциях. Международный colloquium. – 1989. – Труды. Т.2 – С. 7-13.
97. Гладштейн Л.И., Бабушкин В.М. Высокопрочные болты класса прочности 12.9 в монтажных соединениях строительных металлоконструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2011, № 6, с. 37–39.
98. ГОСТ Р 57837-2017. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полков. Технические условия.-2017.-32с.
99. Золочевский А.Б. Экспериментальные методы в строительной механике.- М.: Стройиздат, 1983.-192с.
100. Криксунов Э.З., Перельмутер А.В., Юрченко В.В. Расчетные модели фланцевых соединений рамных узлов металлических конструкций и их программная реализация в SCAD office// Бюллетень строительной техники. - №1.-2010.- с. 56-59.

101. Катюшин В.В. Фланцевые соединения металлических балок и рам.// Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук.-1985.-218с.
102. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения. — М.: Стройиздат, 2005. — 450 с.
103. Каленов В. В, Соскин А. Г., Евдокимов В. В. Исследования и расчет усталостной прочности фланцевых соединений растянутых элементов конструкций.// Болтовые и специальные монтажные соединения в стальных строительных конструкциях. Международный коллоквиум. – 1989. – Труды. Т.2 – С. 41-17.
104. Сон М.П. Фланцевые соединения в строительных конструкциях // Вестник ПНИПУ. Прикладная экология. Урбанистика. - №6. –2018. № 11– с. 125-135
105. Стрелецкий Н.С. Металлические конструкции, 1961.-357 с.
106. Серия 2.440-2. Узлы стальных конструкций производственных зданий промышленных предприятий: типовые конструкции здания и сооружения: дата введения 1983-01-01
107. Серия 2.440-2. Узлы стальных конструкций производственных зданий промышленных предприятий. Выпуск 1. Шарнирные узлы балочных клеток и рамные узлы примыкания ригелей к колоннам. Чертежи КМ. – ЦИТП Госстроя СССР. – 1989. – 80 с.
108. Серия 1.460.3-15 Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с применением ферм с поясами из широкополочных двутавров: типовые конструкции здания и сооружения: дата введения 1980-04-01.
109. Сон М.П., Конин Д.В. Фланцевые соединения балок с колоннами в стальных каркасах жилых и общественных зданий // Строительная механика и расчет сооружений. - №6. – 2015. – с. 29-35.
110. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций // СО

Стальмонтаж, ВНИПИ Промстальконструкция, ЦНИИПСК им. Мельникова. — М., 1988. — 83 с.

111. СП 53-101-98. Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций.

112. Сон М.П., Савич С.А., Землянухин А.Д., Шестаков А.П. Математическое моделирование фланцевых соединений в программном комплексе Ansys // Международный научно-исследовательский журнал.- №6-3.- 2017.-с.164-167.

113. Сон М.П. Коэффициент условий работы стенки колонны во фланцевых соединениях// Строительная механика и расчет сооружений. - №1. — 2018. — с. 11-16.

114. Семенов А.А., Маляренко А.А., Порываев И.А., Сафиуллин М.Н. Напряженно-деформированное состояние высокопрочных болтов фланцевых соединений в укрупнительных стыках стропильных ферм// Инженерно-строительный журнал.- №5.-2014.-с. 54-61.

115. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения. - М.: Стройиздат, - 2005. - 450 с.

116. Одесский П.Д., Конин Д.В., Кониная С.М., Шведов К.Н., Соколов К. Е. Горячекатаный прокат высокой прочности двутаврового профиля с параллельными гранями полок для строительных конструкций массового применения // Сталь. - №6. - 2017. - С. 56-63. 29.

117. ГОСТ Р 52627-2006. Болты, винты и шпильки. Механические свойства и методы испытаний. 28 с.

118. ГОСТ Р 52643-2006. Болты и гайки высокопрочные и шайбы для металлических конструкций. Общие технические условия.

119. Schippers J D, (2012) CONNECTION VII 7th International Workshop on Connections in Steel Structures Timișoara RO, p. 173

120. Son M.P. Bolts pulling test. Reverser for bolts testing// International Journal for Computational Civil and Structural Engineering.-vol.14 (3).-2018.-pp. 144-149.

121. Son M.P. Zakhvat dlya ispytaniya boltov: pat. 184639 [Capture for testing bolts: pat. 184639] Russian Federation. – 2018.
122. Ведяков И.И., Конин Д.В., Олуромби А.Р., Нахвальнов П.В. Учет пластических деформаций при расчете фланцевых соединений // Строительные конструкции, здания и сооружения. - №10. – 2021. – С. 9-16.
123. Massimo L., R. Gianvittorio, S. Aldina Experimental analysis and mechanical modeling of T-stubs with four bolts per row // Journal of Constructional Steel Research.-101.-2014.-pp. 158-174.
124. Травуш В.И., Одесский П.Д., Конин Д.В. Прокат больших толщин для высотных зданий и большепролетных сооружений // Academia. Архитектура и строительство, - 2009 - №1.
125. Ведяков И.И., Конин Д.В., Нахвальнов П.В. Влияние зазоров на напряженное состояние фланцевых соединений // Строительная механика и расчет сооружений. - №6(317). – 2024. – с. 19-26.
126. Зевин А. А. Расчет фланцевых соединений многогранных элементов опор ВЛ // Электрические станции. 2011. № 2. С. 52-53.