

Федеральное агентство по образованию  
Государственное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Санкт-Петербургский Государственный Политехнический Университет»  
Инженерно-строительный факультет

Кафедра «Технология, организация и экономика строительства»

**Диссертация**  
**на соискание квалификации**  
**"магистра техники и технологии"**  
**по направлению "Строительство"**

**Стык колонны с плоской плитой**  
**в монолитном железобетонном здании**

Руководитель:

к.т.н., доцент, Руденко В.В.

Консультант:

д.т.н., проф., Ватин Н.И.

Консультант:

Иванов А.Д.

Выполнил студент гр.6019/10:

Самохвалова Е.О.

Санкт-Петербург

2009

## Аннотация

УДК 624.048	Статический расчет на моделях
УДК 69.056.55	Каркасное строительство
УДК 693.5	Строительство из монолитного бетона и железобетона. Бетонные и железобетонные работы
УДК 693.554.22	Арматурные каркасы. Арматурные блоки. Элементы жёсткой арматуры
УДК 624.078.41	Соединения конструктивных элементов

Диссертационная работа содержит 86 страниц, 72 рисунков, 2 таблицы, 35 источников литературы.

Ключевые слова: каркас, плита, колонна, метод конечных элементов, железобетон, проектирование, конструирование, армирование, жёсткая арматура.

Key words: framework, plate, column, finite element method, reinforced concrete, design, construction, reinforcement.

В диссертационной работе рассмотрены исследования работы стыка плиты перекрытия с колонной в монолитном железобетонном здании, проводимые ранее. Рассмотрены классификации плоских плит перекрытий, а также распределительных систем.

В качестве дополнительных мероприятий по исключению продавливания в узле предложена жёсткая арматура. Предложена последовательность действий при расчёте узла с жёсткой арматурой при помощи современных инженерных инструментов. Выбран вариант дополнительного армирования узла сопряжения плиты с колонной с использованием жёсткой арматуры. Установлена зависимость между геометрическими параметрами жёсткой арматуры и расчетными значениями поперечной силы. Предложена удобная с точки зрения конструктивного исполнения закладная деталь, которая может быть установлена в узел сопряжения колонны и плиты перекрытия для исключения продавливания.

## Содержание

Введение.....	5
1. Обзор литературы. Постановка задачи исследования.....	9
1.1. Основные понятия и терминология.....	9
1.2. Обзор литературы .....	9
1.2.1. Общие сведения.....	9
1.2.2. Обзор исследований работы стыка колонны без капители с плоской плитой перекрытия.....	10
1.2.3. Обзор конструктивных решений стыка колонны без капители с плоской плитой перекрытия.....	11
1.3. Основные классификации плоских плит перекрытий .....	17
1.3.1. Классификация конструктивных решений безбалочных перекрытий	17
1.3.2. Классификация распределительных систем .....	19
1.4. Обзор систем автоматизированного проектирования, применяемых для расчетов в строительстве .....	26
1.5. Методика расчета при конечно-элементном моделировании в программном комплексе SCAD.....	29
1.6. Методы расчёта .....	33
1.6.1. Метод расчета по допускаемым напряжениям .....	33
1.6.2. Расчет сечений по разрушающим нагрузкам .....	33
1.6.3. Метод расчета по предельным состояниям.....	34
1.7. Существующие документы по расчету .....	35
1.8. Выводы по главе. Постановка задачи исследования .....	36
2. Аналитическое исследование .....	38
2.1. Цель проводимых исследований.....	38
2.2. Экспериментальная модель .....	38
2.3. Последовательность действий для решения поставленной задачи .....	40
2.4. Расчет плиты на продавливание .....	40
2.4.1. Основные положения расчёта .....	40
2.4.2. Расчёт плоской плиты перекрытия на продавливание .....	43
2.5. Выбор варианта дополнительного армирования узла.....	44
2.5.1. Формирование расчетной модели .....	44
2.5.2. Исходные данные для расчета .....	46
2.5.3. Определение допустимых напряжений в узле.....	49
2.5.4. Определение напряжений в узле при действии заданной нагрузки... 52	
2.5.5. Определение напряжений в узле с жёсткой арматурой при действии заданной нагрузки. Вариант №1 .....	55
2.5.6. Определение напряжений в узле с жёсткой арматурой при действии заданной нагрузки. Вариант №2 .....	58
2.5.7. Определение напряжений в узле с жёсткой арматурой при действии заданной нагрузки. Вариант №3 .....	61
2.5.8. Анализ полученных результатов .....	64
2.6. Определение геометрических параметров зоны дополнительного армирования .....	66

2.6.1. Определение границ зоны теоретического обрушения. Расчет плиты на продавливание .....	66
2.6.1.1. Основные положения расчёта .....	66
2.6.1.2. Расчёт длины элементов жёсткой арматуры для рассматриваемой задачи .....	68
2.6.2. Проверка длины элементов жёсткой арматуры в узле средствами ПК SCAD.....	69
2.6.2.1. Проверка напряжений в новом расчётном сечении.....	69
2.6.2.2. Определение напряжений, возникающих в бетоне в местах обрыва элементов жёсткой арматуры.....	71
2.6.2.3. Определение фактической длины жёсткой арматуры в узле.....	76
2.6.3. Анализ полученных результатов .....	76
3. Конструирование закладной детали из жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны и плиты перекрытия.....	77
3.1. Особенности использования жёсткой арматуры.....	77
3.2. Предлагаемое конструктивное решение.....	77
3.3. Проверка работы предложенной закладной детали.....	79
3.4. Сцепление металлических пластин и бетона в узле .....	81
Заключение.....	82
Список использованных источников .....	85

## Введение

### Актуальность работы

В настоящее время приоритетным направлением в строительстве является возведение жилых и административных многоэтажных зданий. В нашей стране значительную долю в жилищном строительстве составляют монолитные железобетонные здания с безбалочными перекрытиями. Это обусловлено тем, что данное решение обеспечивает возможность строительства зданий любой конфигурации в плане, с различными объемно-планировочными решениями. Возведение зданий из монолитного железобетона позволяет избежать монтажных стыков в несущих конструкциях и повысить их жесткость.

Одним из вопросов при проектировании монолитных железобетонных конструкций является расчет и конструирование стыков колонн с плоскими перекрытиями. С конструктивной точки зрения данные узловые сопряжения являются «слабым местом» в каркасе здания из-за небольшой толщины плиты перекрытия и насыщенности её продольной и поперечной арматурой.

Исследованиями конструкций стыков колонн с перекрытиями в железобетонном каркасе в разное время занимались такие ведущие научно-исследовательские, проектные и учебные заведения России и стран ближнего зарубежья, как НИИЖБ, ЦНИИПС, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, Харьковский ПромстройНИИпроект, Санкт-Петербургский, Пензенский, Самарский и другие инженерно-строительные вузы.

Разработкой и исследованиями стыков колонн с перекрытиями в железобетонном безбалочном каркасе занимались такие исследователи, как Лолейт А.Ф., Залесов А.С., Карпенко Н.И., Кукша Л.Л., Дорфман А.Э., Левонтин Л.Н., Мурашкин Г.В., Пыжов Ю.К., Fischer J., Grimm R., Leonhardt F., Walter R. и др.

Следует отметить, что действующие в настоящее время нормативные документы были разработаны несколько десятилетий назад, когда конструктивные системы с плоскими плитами перекрытий имели ограниченное применение в отечественной практике строительства. Недостаток теории подкрепляется очень скудными экспериментальными данными на практике.

Вопросам применения современных программных комплексов для решения таких задач не уделялось достаточно внимания. В нормативной документации не рассматриваются возможности расчёта железобетонных конструкций методом конечных элементов.

### Задачи исследования

- обзор методик расчета узла сопряжения колонны с бескапитальным безбалочным перекрытием;
- определение последовательности действий при формировании численной модели исследуемого узла конструкции;
- анализ результатов автоматизированного расчёта модели и расчёта узла на продавливание по методике, представленной в действующих нормах;
- выбор варианта дополнительного армирования узла с использованием жёсткой арматуры;
- обоснование нового контура, по которому возможно продавливание в узле при введении жёсткой арматуры;

- выполнение расчета для определения зависимости геометрических параметров жёсткой арматуры в зоне опирания плиты на колонну для исключения продавливания при действии внешней нагрузки;
- выполнение расчёта в SCAD для проверки полученных результатов;
- определение рационального конструктивного решения узла.

## **Наиболее существенные научные результаты, полученные лично соискателем**

- Разработана новая численная модель приопорной зоны плиты перекрытия;
- определена зависимость геометрических параметров жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны и плиты перекрытия от внешней нагрузки;
- предложено рациональное конструктивное решение узла с применением в качестве жёсткой арматуры четырёх пластин, изогнутых под  $90^\circ$  и расположенных в углах колонны.

## **Оценка достоверности и обоснованности научных результатов и выводов**

Достоверность научных результатов и основных выводов подтверждается использованием в расчётах интегрированных систем анализа конструкций методом конечных элементов, согласованных с НИИЖБ и рекомендованных нормами.

## **Научная новизна**

Вопросам применения современных программных комплексов для решения задач по расчету узла сопряжения колонны с безбалочным бескапитальным перекрытием в последнее время не уделялось достаточно внимания. В настоящий момент в РФ решения упомянутой инженерной проблемы нет, поскольку на момент проведения более ранних исследований задача в такой форме не ставилась.

В данной работе рассмотрен стык колонны и плоской монолитной плиты перекрытия. Сформирована математическая модель рассматриваемой конструкции. Инструментом исследования стал метод конечных элементов (МКЭ/FEM).

## **Значение полученных результатов для теории**

Полученные зависимости могут быть использованы для дальнейших исследований узла сопряжения колонны с плоской плитой перекрытия в монолитном железобетонном каркасном здании.

## **Значение полученных результатов для практики**

Результаты работы имеют практическую значимость для выбора рациональной конструкции узла сопряжения колонны с плоской плитой перекрытия в монолитном железобетонном каркасном здании.

## **Рекомендации об использовании результатов диссертационного исследования**

Результаты работы рекомендуется использовать при проектировании узла сопряжения колонны с плоской плитой перекрытия в монолитном железобетонном каркасном здании.

## **Апробация работы**

Результаты работы были представлены на:

- Политехническом симпозиуме в декабре 2008 года в качестве стендового доклада;
- XXXVIII Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2008 года;
- Семинар "Конструктивные решения многоэтажных зданий" в СПбГПУ в марте 2009 года;
- Политехническом симпозиуме в мае 2009 года в качестве стендового доклада.

Результаты опубликованы в печатных изданиях:

- Самохвалова М.О., Самохвалова Е.О., Кузнецов В.Д. Сопряжение колонны и безбалочной бескапитальной плиты перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания. // XXXVII Неделя науки СПбГПУ: Материалы Всероссийской межвузовской научной конференции студентов и аспирантов. Ч.1. – СПб.: Изд-во Политехн.ун-та, 2008. – с.144-145;
- Самохвалова М.О., Самохвалова Е.О. Сопряжение колонны и безбалочной бескапитальной плиты перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания // Молодые ученые – промышленности Северо-Западного региона: Материалы конференций политехнического симпозиума. – СПб.: Изд-во Политехн.ун-та, 2008. – с.95-96;
- Самохвалова Е.О., Иванов А.Д. Стык колонны с безбалочным бескапитальным перекрытием в монолитном здании // Инженерно-строительный журнал, №3(5), 2009 – с.33-37;
- Самохвалова Е.О., Ватин Н.И. Стык колонны с безбалочным бескапитальным перекрытием в монолитном здании // Молодые ученые – промышленности Северо-Западного региона: Материалы конференций политехнического симпозиума. – СПб.: Изд-во Политехн.ун-та, 2009. – с.45-46.

## Внедрение

- методы расчета и конструирования стыка колонны и плоской плитой перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания внедрены в ООО "Фордевинд", ПНИПКУ "Венчур", ООО "АСБ "Автор";
- на Инженерно-строительном факультете СПбГПУ как элемент общей научно-исследовательской работы при исследовании стыка колонны и плоской плиты перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания;
- результаты проделанной работы открыты для других исследователей этого направления.

# 1. Обзор литературы. Постановка задачи исследования

В данном разделе произведён обзор исследований работы стыка колонны с перекрытием в каркасном здании, а также обзор конструктивных решений стыков колонн и перекрытий в монолитных железобетонных каркасах. Представлены данные по имеющейся классификации монолитных безбалочных плит перекрытий и распределительных систем. Проведён обзор имеющихся в настоящее время инженерных инструментов расчёта таких конструкций. Проанализированы методы расчёта узлов конструкций, применяемых в настоящее время, а также рассмотрены существующие нормативные подходы к вопросам расчёта и конструирования узла примыкания колонны к плите перекрытия. В конце раздела сделаны выводы и поставлена задача исследования данной работы.

## 1.1. Основные понятия и терминология

**Распределительная система** – специальная арматурная группа в приопорной части перекрытия, основной задачей которой является восприятие перерезывающих сил.

**Капитель** – верхняя часть вертикальной опоры (колонны), увеличенной толщины для восприятия перерезывающих сил.

**Балка** – горизонтальная несущая конструкция зданий и сооружений, имеющая опору в двух или более точках.

**Скрытые балки** – часть монолитной плиты, армирование которой осуществляется по принципам конструирования балок, то есть присутствует чётко выраженные верхние и нижние балочные армопояса, поперечная арматура в виде хомутов.

**Жёсткая арматура** – арматура, жёсткость которой в десятки раз превосходит жёсткость регулярного стержневого армирования (например, стальной прокатный профиль).

**ПВК** – программно-вычислительный комплекс.

**Продавливание** – условный термин для обозначения воздействия поперечных сил, возникающих в приопорной зоне плиты перекрытия от действия внешних нагрузок.

**Приопорная зона перекрытия** – зона, в которой требуется проверка и, при необходимости, проведение конструктивных мероприятий по исключению продавливания плиты.

## 1.2. Обзор литературы

### 1.2.1. Общие сведения

Исследованиями конструкций стыков колонн с перекрытиями в железобетонном каркасе в разное время занимались такие ведущие научно-исследовательские, проектные и учебные заведения России и стран ближнего зарубежья, как НИИЖБ, ЦНИИПС, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, СПиЗНИИПИ (бывший ЛенЗНИИЭП), Уральский Промстройниипроект, СибЗНИИЭП, ЛатНИИСтроительства, Харьковский ПромстройНИИпроект, Санкт-Петербургский, Пензенский, Самарский, Новосибирский, Томский, Красноярский и другие инженерно-строительные вузы.

Разработкой и исследованиями стыков колонн с перекрытиями в железобетонном безбалочном каркасе занимались такие исследователи, как

Лолейт А.Ф., Залесов А.С., Карпенко Н.И., Кукша Л.Л., Анпилов С.М., Васильев П.И., Власов В.В., Гвоздев А.А., Голышев А.Б., Дорфман А.Э., Качановский С.Г., Клевцов В.А., Крылов С.М., Левонтин Л.Н., Мурашкин Г.В., Пыжов Ю.К., Штаерман М.Я., Щепотьев А.С, Fischer J., Grimm R., Konig G., Leonhardt F., Walter R. и др.

В настоящее время интерес к этой теме не иссяк, так в работах [2] и [3] ее развитие продолжено.

## **1.2.2. Обзор исследований работы стыка колонны без капители с плоской плитой перекрытия**

Исследования работы стыка плоской плиты с колонной в зданиях каркасного типа начались с появлением безбалочных плит перекрытий в начале XX в. в России (предложение проф. А.Ф. Лолейта) и США (предложение инж. Торнера). В 1910 г, конструкции такого типа были изготовлены в Швейцарии [4].

В нашей стране безбалочные плиты перекрытий получили широкое распространение в начале 30-х годов благодаря работам ЦНИИПСа и Мясохладпрома [4]. Применялись они в основном на предприятиях пищевой промышленности, в промышленных зданиях, московских станциях метро, подземных резервуарах. В общественных и жилых зданиях эти конструкции распространения не получили, так как неотъемлемая часть колонны – капитель, затрудняла планировку этажей и устройство современного интерьера.

Появившаяся в 50-е годы прошлого века необходимость в гибкой планировке зданий и новых решениях интерьеров заставила специалистов подумать о гладком решении потолка - без капителей колонн. В связи с этим появилась тенденция к усилению зоны опирания плиты безбалочного перекрытия на колонну с тем, чтобы освободиться от капителей.

В СССР первая плита перекрытия, опирающаяся на колонны без капителей, была использована в 60-х годах во Владивостоке. Результаты теории и практики расчёта таких перекрытий были закреплены в 70-х годах документами [5] и [6]. На настоящее время эти два документа являются основными, регламентирующими расчёт безбалочных плит перекрытий в РФ. После вступления их в силу выделилось несколько направлений дальнейшего совершенствования методов расчёта. Оригинальную методику предложил проф. Карпенко Н.И. [7] и [8]. Активные исследования в разные годы проводились научными школами проф. Залесова А.С. [9] и [10], проф. Рочняка О.А. [11], проф. Васильева П.И. [12]. Новый подъем исследований в данной области был обусловлен появлением численных методов расчета. Неоценимый вклад в развитие МКЭ в строительной механике и теории упругости, как инструмента решения проблемы, внёс Розин Л.А [13]. Работы в этом направлении продолжаются и в настоящее время, в том числе и профессорами СПбГПУ Беловым В.В. и Лалиным В.В.

Конструкторская мысль шла по пути замены традиционной капители элементом более прочным, чем железобетонная плита, а стало быть, меньшей толщины, позволяющей не выходить из габарита плиты по толщине.

Практика показала, что в ряде случаев происходит разрушение плит не от изгиба, а от продавливания в месте приложения сосредоточенной силы или опирания ее на точечные опоры. Поэтому наиболее ответственное место конструкции безбалочных перекрытий - зона опирания плиты на колонну. В этом месте под действием нагрузки происходит продавливание плиты.

Первые экспериментальные работы по изучению продавливания А.И. Тальбота [14] выявили основные факторы, влияющие на величину несущей способности плиты: это толщина плиты, прочность бетона и размер загруженной

области. Он предложил зависимость по определению напряжений при продавливании, действующих по поверхности пирамиды продавливания.

Испытывая плиты настила автодорожного моста, Ф.Рихард и Р.В. Клуге [15] обнаружили влияние на величину силы продавливания формы загруженной области и высказали предположение о влиянии на продавливание прочности при изгибе.

Е.Хогнестадом в ходе экспериментальных исследований плит на продавливание [16], в которых варьировались прочность бетона, процент и концентрация растянутой и сжатой арматуры плиты, дополнительная поперечная арматура, было установлено, что продольная арматура плиты в сжатой при изгибе зоне и концентрация растянутой арматуры не оказывают влияния на величину силы продавливания.

Анализ показывает, что рекомендации различных авторов по расчету на продавливание железобетонных плит от сосредоточенных сил дают большие расхождения с экспериментами или относятся к частным случаям конструктивного решения опорных зон.

В настоящее время большое число работ посвящено изучению продавливания плит с использованием интегрированных систем анализа конструкций, в которых реализован метод конечных элементов (МКЭ). На современном этапе развития вычислительных методов возникает комплекс вопросов, связанный с созданием более совершенных моделей деформирования материалов. Роль применения диаграммы деформирования бетона подчеркивают в своих работах академики РААСН Н.Н. Карпенко и В.И. Травуш [17].

Использование МКЭ в качестве инструмента для моделирования продавливания выполнено М. Сталлером в работе [18]. Модель была собрана из объемных и стержневых элементов, моделирующих бетон и арматуру соответственно. Для определения предельного состояния конечного элемента использовались критерий прочности Друккера-Прагера для бетона и критерий Мизеса для арматуры. Было получено хорошее совпадение результатов расчета с опытными данными.

Исследованиями продавливания плит с использованием интегрированных систем анализа конструкций, в которых реализован МКЭ также занимались С. Лесе, А. Слато и Т. Северсен [19], Х. Марзук и Д. Янг [20]. В большей части принятых моделей применялись упругопластические диаграммы деформирования сжатого бетона и арматуры. Для растянутого бетона принимались линейные законы вплоть до момента образования трещин в бетоне.

### **1.2.3. Обзор конструктивных решений стыка колонны без капители с плоской плитой перекрытия**

В настоящее время известны различные конструктивные решения стыковых соединений колонн с плоскими плитами перекрытий в монолитных железобетонных зданиях каркасного типа, у которых отсутствуют капители либо они являются "скрытыми", и немногие из них находят практическое применение в строительстве.

Наибольшее распространение получили конструкции стыковых соединений колонн и плоских безбалочных перекрытий с применением так называемых воротников. Воротники представляют собой стальную конструкцию в виде обоймы или балочной крестовины (рис. 1.1), сваренной, как правило, из профилированной стали. Впервые такие конструкции появились в 1905 г. в США. В сороковых годах прошлого века они получили широкое распространение и применяются в настоящее время. В нашей стране стыковые соединения колонн с безбалочными плитами

перекрытий с воротниками достаточно хорошо исследованы и получили распространение в зданиях, возводимых методом подъема этажей.

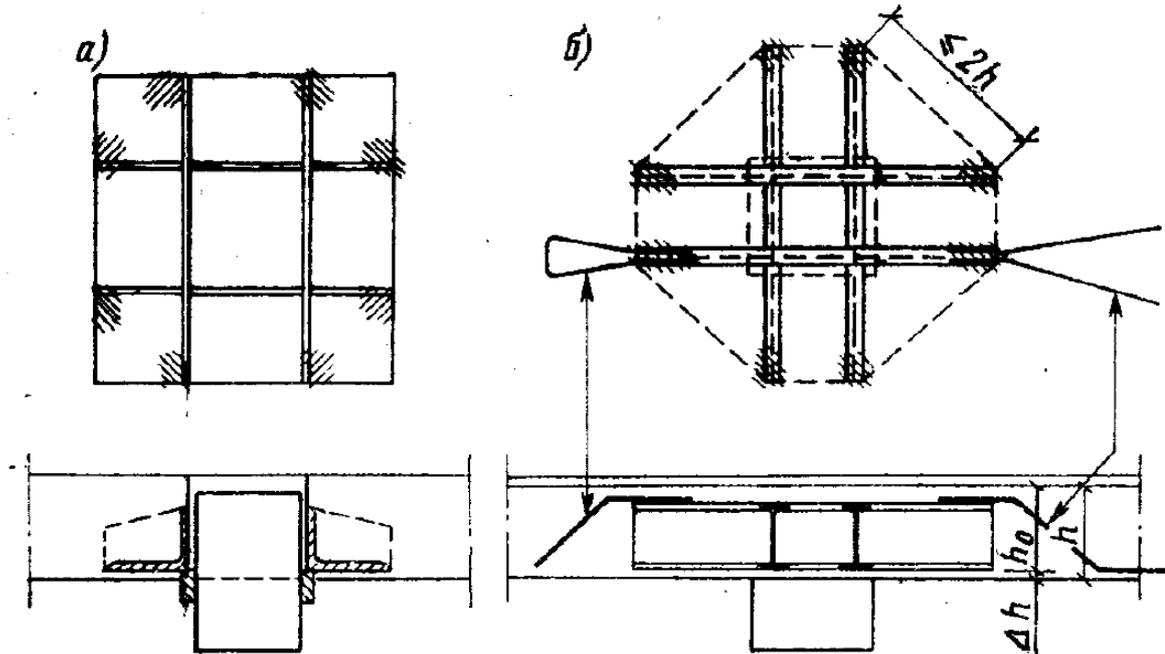


Рисунок 1.1. Схемы стальных воротников

а – из листовой стали;

б – из профилированной стали

Попытки создать конструкции стыков с эффективным использованием в них материалов и экспериментально их исследовать сделаны многими учеными. Так, американские исследователи Розенталь, Хогнстад и Эльстнер, Бах и Граф [4] и другие испытывали железобетонные плиты, в опорную зону которых была введена арматура, воспринимающая поперечную силу (рис.1.2). Материалы о практическом применении этих конструкций отсутствуют.

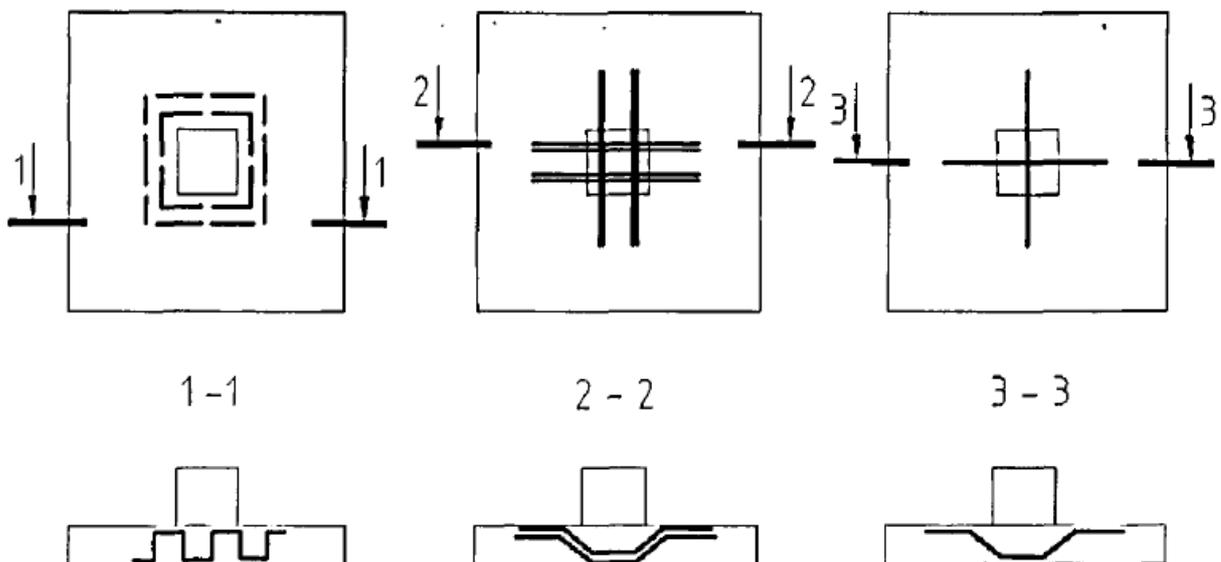


Рисунок 1.2. Схемы плит, испытанных на продавливание Хогнстадом и Эльстнером

В настоящее время наибольшее распространение в нашей стране получила конструкция стыка плиты перекрытия и колонны, приведенная в [4]. Основная идея стыка заключается в том, что перерезывающиеся усилия в опорной зоне плиты воспринимает поперечная арматура, установленная вертикально (рис. 1.3).

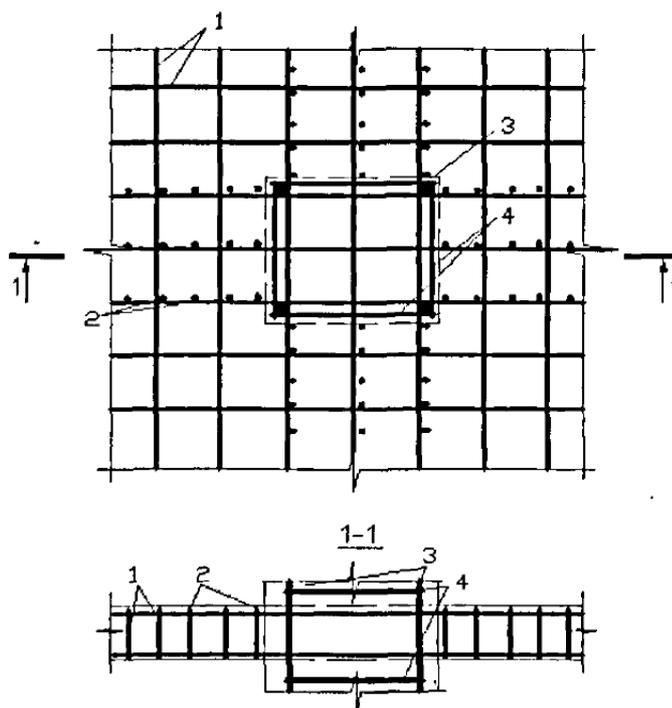


Рисунок 1.3. Узел сопряжения безбалочной плиты монолитного перекрытия с колонной без капители

- 1 – продольная стержневая арматура;
- 2 – поперечная стержневая арматура;
- 3 – продольная арматура колонны;
- 4 – поперечная арматура колонны

Инженерами В.В. Бургман, М.Ф. Фишеровой и А.Б. Шумилиным (Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений) предложено стыковое соединение безбалочной плиты железобетонного перекрытия с колонной без капители, включающее жесткую арматуру (рис. 1.4) [33]. Данная арматура 1 выполнена из четырех, попарно параллельных и взаимно перпендикулярных элементов швеллеров в качестве жесткой арматуры, расположенных в одном уровне и окаймляющих в средней части контур колонны 2. Арматурные каркасы, окружающие жёсткую арматуру непосредственно за её контуром, выполнены с вертикальными рабочими стержнями 3 и расположены равномерно в зоне шириной от одной до полутора толщин плиты.

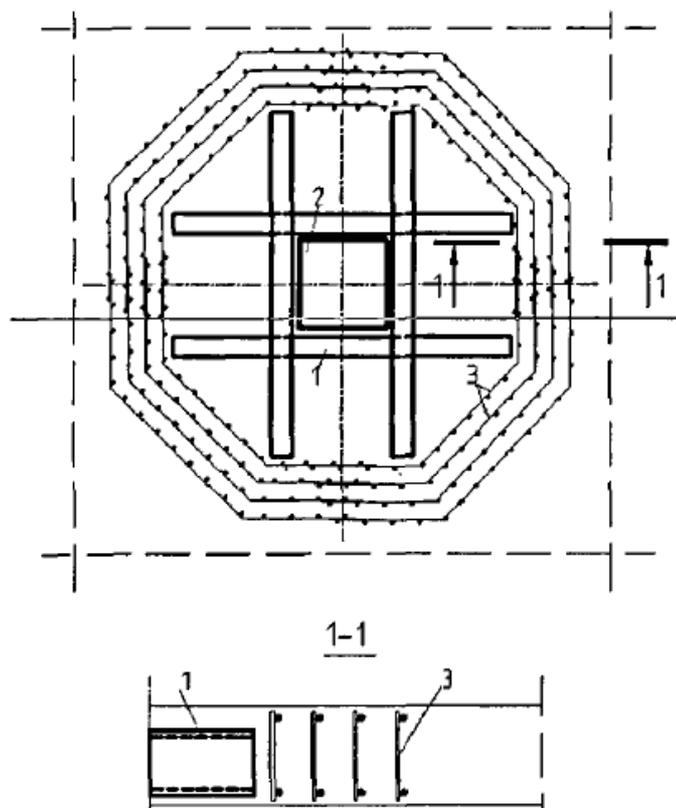


Рисунок 1.4. Стыковое соединение безребристой плиты с жесткой арматурой и стержневыми хомутами

1 – жесткая арматура;

2 – колонна;

3 – поперечная арматура

С целью создания безбалочной плиты перекрытия с высокой несущей способностью, С.М. Анпиловым была разработана конструкция узла сопряжения колонны с плитой перекрытием, изображенная на рис. 1.5.

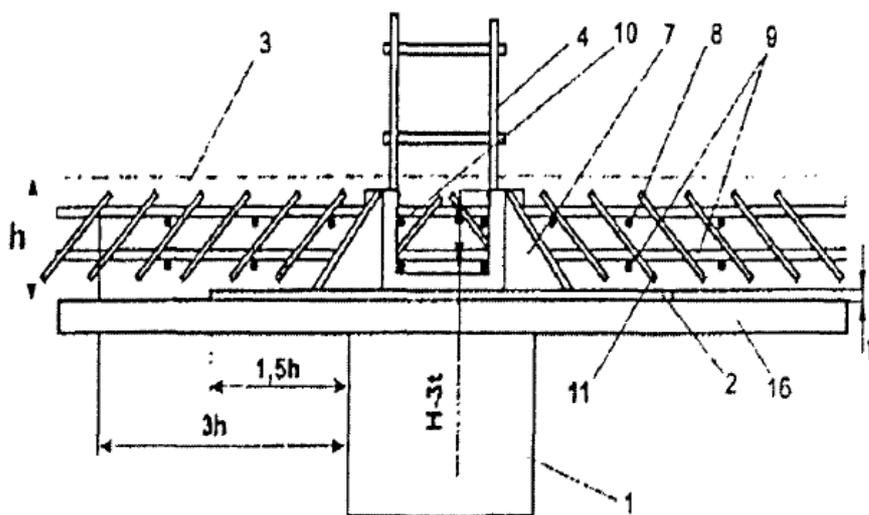


Рисунок 1.5. Конструкция узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с установленной наклонной арматурой

В.Г. Корниловым с целью повышения несущей способности опорных зон плит перекрытий, предложено использование жёсткой арматуры (рис.1.6) [34]. Продольная арматура плиты перекрытия одного из направлений выполнена в виде жёсткого профиля с вертикальной стенкой, установленного с зазором относительно колонн, арматура другого направления пропущена сквозь отверстия, образованные в стенках профилей параллельно внешним граням колонн, и жестко соединена сваркой с профилями в местах пропуска. Такое конструктивное решение позволяет разместить основную арматуру в створе несущих колонн компактно по толщине плиты, что обеспечивает равномерное обжатие бетона в процессе твердения.

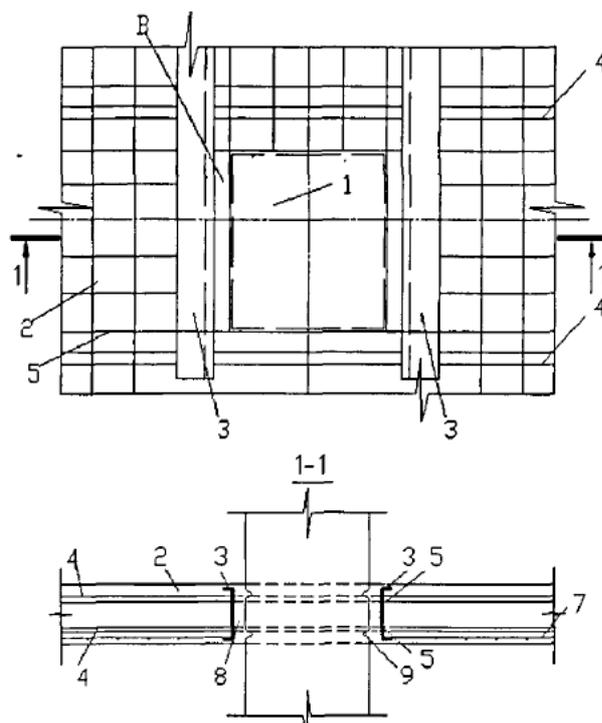


Рисунок 1.6. Стык колонны и перекрытия с применением жесткой арматуры  
1 – колонна; 2 – перекрытие; 3 – жесткая арматура

Инженер Н.А. Сивчук предложил использовать стальную капитель, состоящую из соединенных между собой четырех элементов жёсткой арматуры из балочных или уголковых профилей (рис. 1.7) [35]. Элементы жёсткой арматуры располагаются в плоскости перекрытия по направлению осей колонны, с выступом за пределы сечения колонны на расстояние от двух до пяти толщин перекрытия.

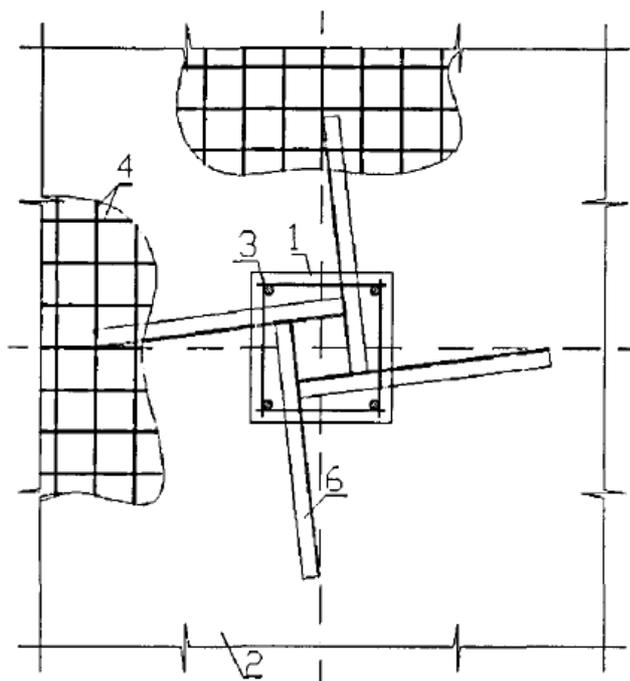


Рисунок 1.7. Решение стыкового соединения со скрытой капителью из жесткой арматуры

1 – колонна;

2 – перекрытие;

3 – стержневая арматура колонны;

4 – верхняя (нижняя) арматурная сетка;

6 – жесткая арматура

Вслед за возможностью промышленного производства высокопрочного бетона в Америке и Норвегии появились конструктивные типы узлов, показанные на рис.1.8. Первые экспериментальные исследования узлов с вариацией классов бетона плиты и колонны были проведены А.С. Бианчини в 1960 г. [21]. В настоящее время получили распространение два типа узлов:

- узлы, в которых область плиты в месте сопряжения с колонной выполняется из бетона той же прочности, что и колонна;
- узлы, в которых плита перекрытия выполняется из обычного бетона, а колонна из высокопрочного бетона [22].

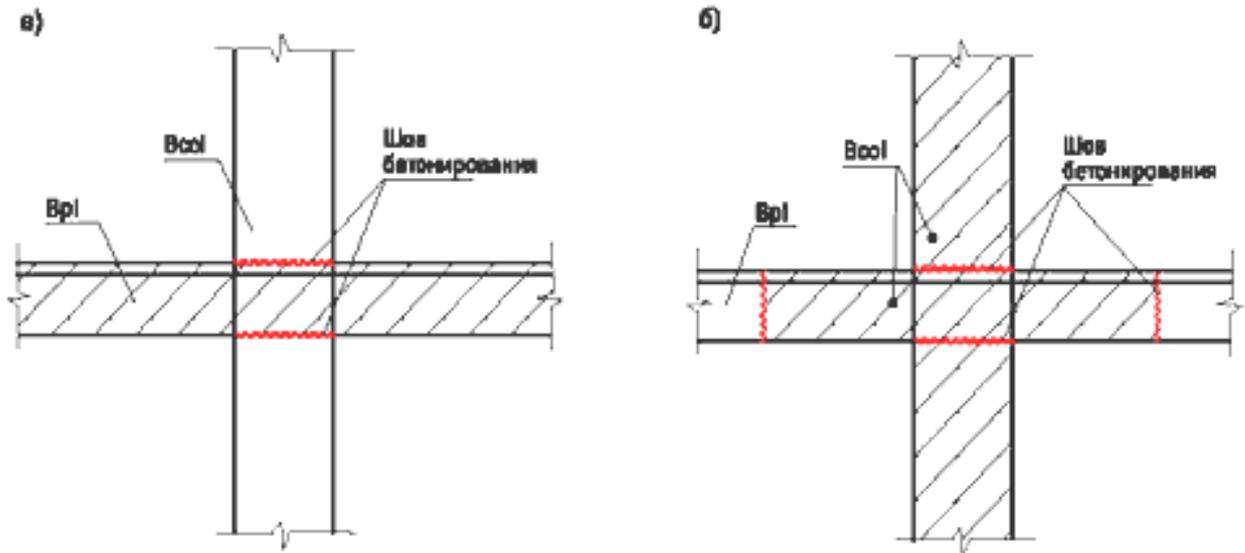


Рисунок 1.8. Конструктивные типы узлов с применением высокопрочного бетона  
 а) плита и колонна из бетонов разной прочности;  
 б) участок плиты из бетона той же прочности, что и колонна

В настоящее время при развитии монолитного домостроения вопросы конструирования решаются при рабочем проектировании, единое техническое решение отсутствует. Среди вариантов исполнения стыка также можно отметить конструкции, предложенные Кукшой Л.Л., Кузнецовым В.Д., Городецким А.С., Городецким Д.А.

### 1.3. Основные классификации плоских плит перекрытий

#### 1.3.1. Классификация конструктивных решений безбалочных перекрытий

Выделяют следующие типы конструктивных систем плоских перекрытий:

- сборно-монолитные перекрытия;
- монолитные перекрытия с "ригельным" армированием надопорных зон объёмными арматурными каркасами
- монолитные перекрытия с "распределительным" армированием арматурными сетками

Всем типам приведенных перекрытий присуще достаточно существенные недостатки.

Так сборно-монолитные перекрытия требуют нестандартного подхода с точки зрения технологии и организации работ по монтажу. Примером может служить перекрытие серии Б1.020.1-7, разработанной в БелНИИС, г. Минск (рис. 1.9). Работы по возведению зданий с такими перекрытиями требуют специфического навыка рабочих на стройплощадке, что в современных условиях не всегда присутствует.



Рисунок 1.9. Фрагмент сборно-монолитного перекрытия по серии Б1.020.1-7

Основной проблемой монолитных перекрытий с "ригельным" армированием является то, что при сопоставимых значениях шагов колон (по разным оценкам – отношение шагов от 1:1,4-1,6 и меньше – по [23]) картина распределения внутренних усилий в плите оказывается весьма далёкой от эпюры материалов характерной для кессонных перекрытий. По мнению ряда авторов, например [23], такой подход к конструированию, когда работу любой плиты пытаются сводить к балочной схеме, является ошибочным. В конечном итоге это приводит к снижению эксплуатационных и технико-экономических показателей конструкции. Схему такого армирования можно увидеть на рис. 1.10.

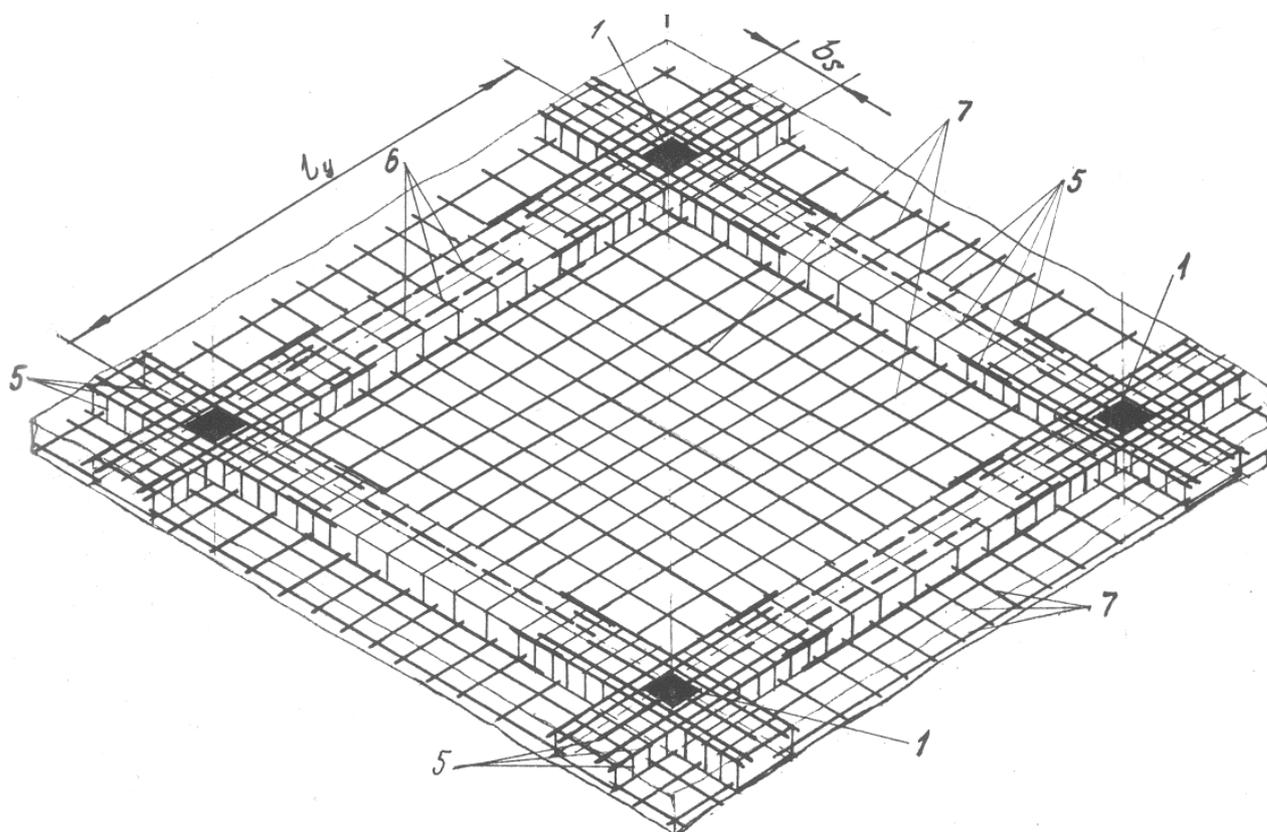


Рисунок 1.10. Схема ригельного армирования пространственными каркасами

1 – место примыкания колонны;

5 и 6 – верхнее и нижнее продольное армирование скрытой балки;

7 – армирование плиты

Монолитные перекрытия с "распределительным" армированием. Сеточное (а не балочное) армирование такого перекрытия приводит к тому, что эпюра материалов элемента более точно, по сравнению с предыдущим вариантом, повторяет контур распределения внутренних усилий в плите. Однако, многие исследователи этой проблемы, например, Симбиркин В.Н. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко), отмечают ряд недостатков таких перекрытий:

- повышенный расход арматуры (несоответствие принципу концентрации арматуры);
- отсутствует однозначное решение проблемы продавливания плит перекрытий колоннами (нетехнологичность установки поперечной арматуры);
- отсутствует однозначное решение проблемы обеспечения требуемой трещиностойкости;
- не решён до конца вопрос деформативности.

### 1.3.2. Классификация распределительных систем

Безбалочные плиты перекрытий могут опираться на колонны с капителями и без капителей. В данной работе рассматривается опирание плоской плиты на колонну без капители. Дальнейшая классификация в официальных источниках практически отсутствует. Однако достаточно широкое использование подобных конструкций в последние 5-10 лет привело к возникновению терминологии и классификации.

Одним из основополагающих терминов является понятие распределительной системы. Авторство данного названия приписывается Л.Л. Кукше. В самом общем случае это особая арматурная группа и (или) специального вида закладная деталь. Непосредственно Л.Л. Кукша так называет закладную деталь оригинального вида (рис.1.11 и рис.1.12).



Рисунок 1.11. Закладная деталь распределительной системы (по Л.Л. Кукше)



Рисунок 1.12. Распределительная система в месте установки (по Л.Л. Кукше)

На основании проведённого обзора существующих решений по конструированию рассматриваемого узла классификация может быть проведена по следующим признакам:

- по применению жёсткой арматуры:
  - распределительные системы с применением жёсткой арматуры;
  - распределительные системы без жёсткой арматуры;
- по схеме армирования:
  - линейные
  - плоские (рис.1.18)
- По схеме расположения дополнительной поперечной арматуры:
  - с дополнительным поперечным армированием в радиальном направлении (рис.1.17, рис.1.18)
  - с дополнительным балочным армированием

Примерами видов распределительных систем, иллюстрирующих предлагаемую классификацию, могут служить следующие рисунки:

- на рис.1.11, рис.1.12 и рис.1.13 изображена линейная распределительная система с жёсткой арматурой без дополнительного поперечного армирования;
- на рис.1.14 и рис.1.15 – плоская распределительная система без дополнительного поперечного армирования;
- на рис.1.16 – плоская распределительная система с балочной схемой поперечного армирования;

- на рис.1.17 – плоская распределительная система с радиальной схемой поперечного армирования.



Рисунок 1.13. Общий вид арматурного поля (распределительная система по Л.Л. Кукше)



Рисунок 1.14. Вид распределительных систем, распространённых в Подмоскowie и на юге России (автор этого решения остался неизвестен)

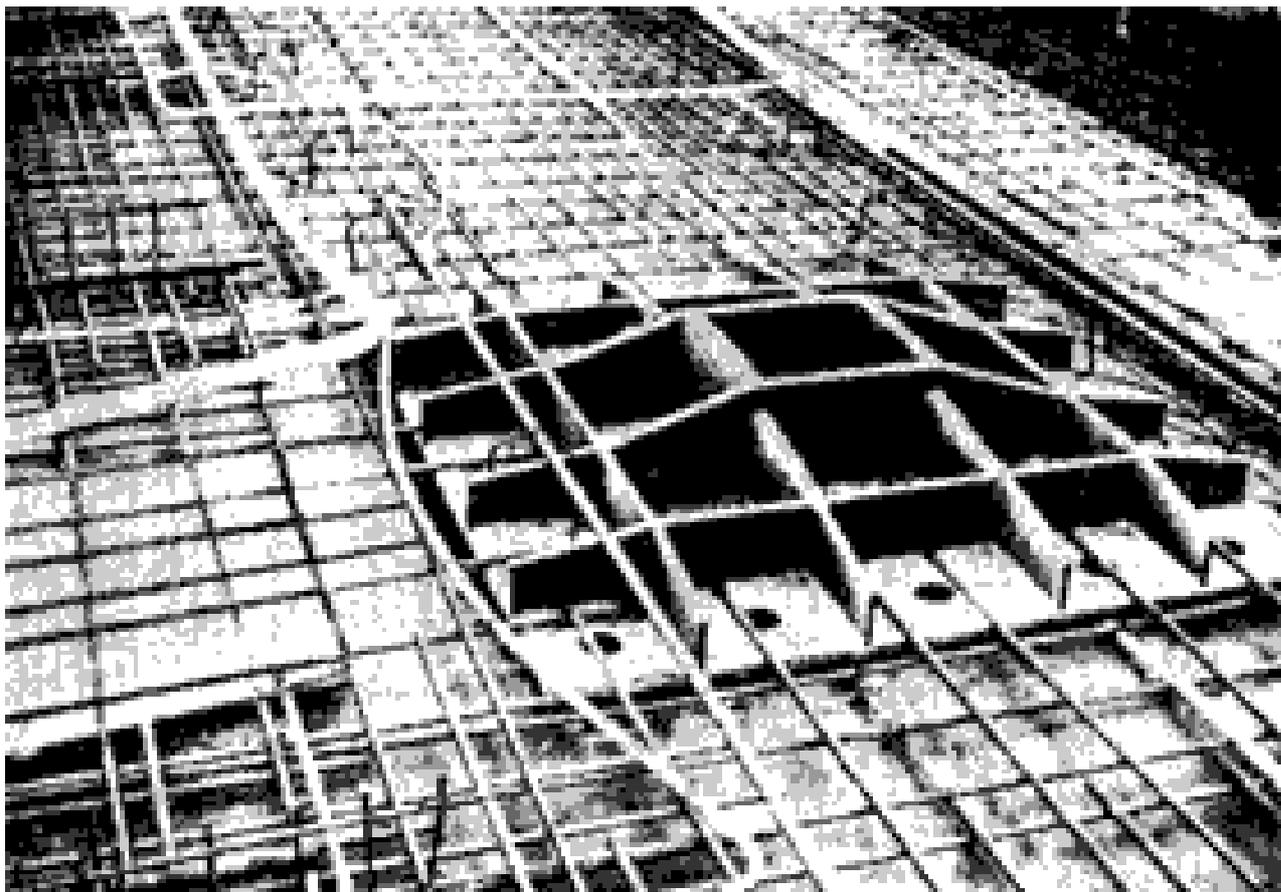


Рисунок 1.15. Закладная деталь в перекрытии гостиницы «Виру», г. Таллинн

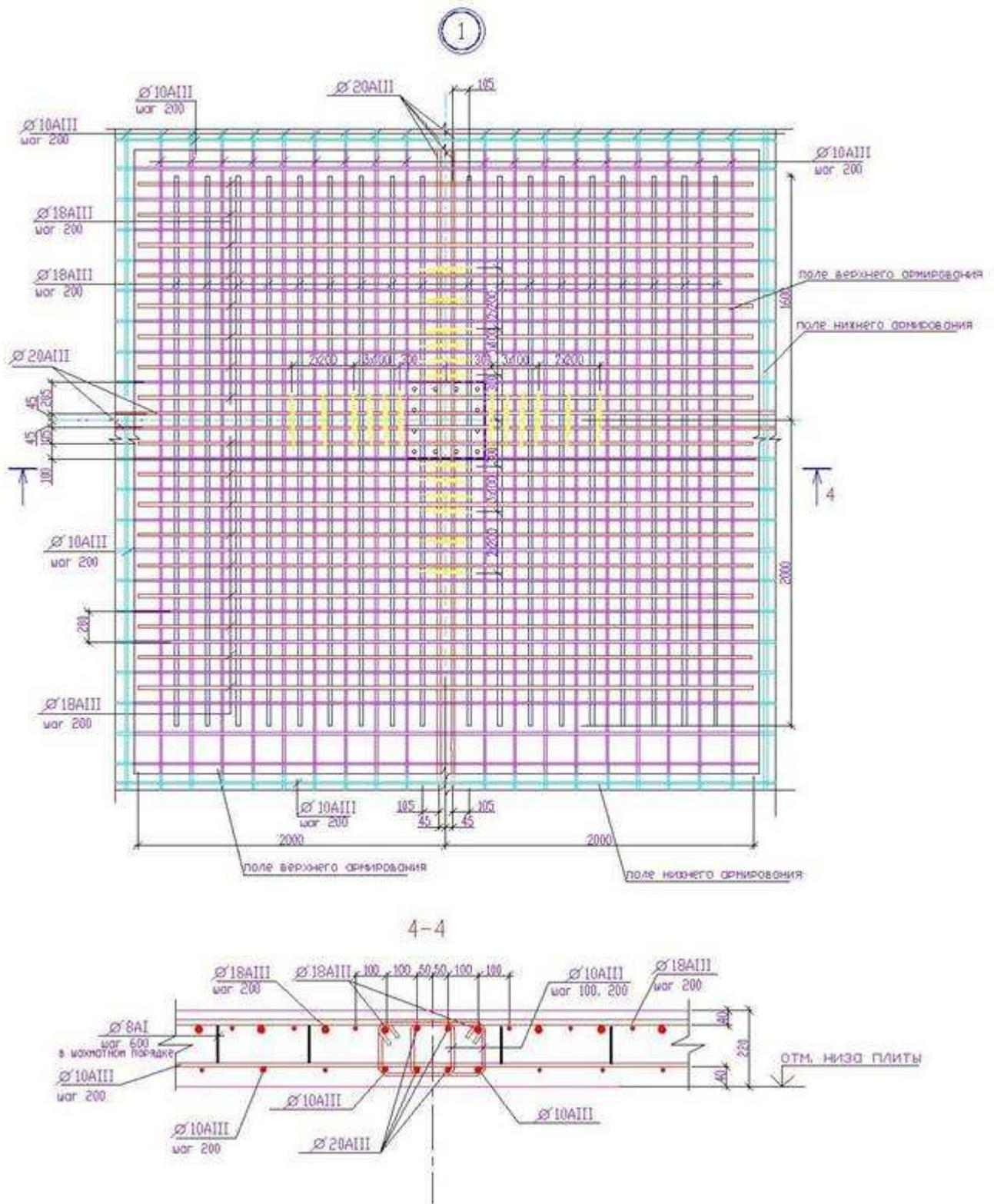


Рисунок 1.16. Широко распространенный вид распределительных систем в виде скрытых балок без жёсткой арматуры

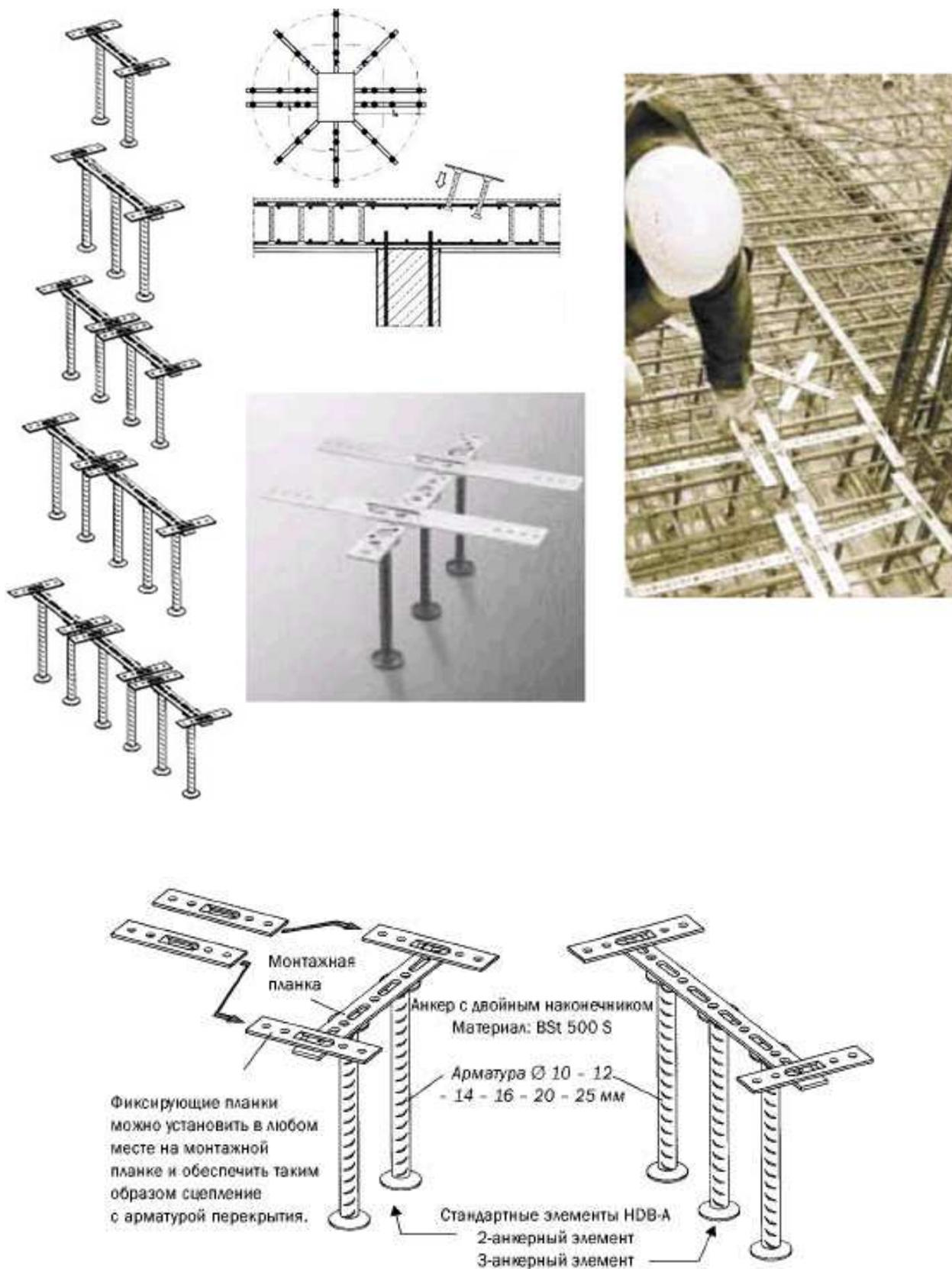


Рисунок 1.17. Распределительная система «HDB» немецкой фирмы «Halfen Deha»



Рисунок 1.18. Распредсистема с жёсткой арматурой и радиальным дополнительным поперечным армированием в месте установки (по В.Д. Кузнецову)

#### 1.4. Обзор систем автоматизированного проектирования, применяемых для расчетов в строительстве

Развитие вычислительной техники позволило более широко использовать метод конечных элементов. В настоящее время существует множество самых различных по своей направленности и по своим возможностям вычислительных комплексов, реализующих метод конечных элементов. Из числа комплексов, используемых при выполнении расчетов, сопровождающих строительное проектирование, можно отметить ANSYS, COSMOS-M, Лира, SCAD, STAAD Pro, FEM models, PLAXIS, Robot Millennium, SOFISTIK.

**ANSYS** – Самая распространенная в мире, многофункциональная система конечно-элементных расчетов. Включает в себя модули расчетов прочности и динамики, температурных полей, гидрогазодинамики, электростатики, электромагнетизма, оптимизации, вероятностных расчетов, высоко-нелинейных расчетов по явной схеме интегрирования и другие. Предоставляет уникальную возможность одновременно или поочередно рассчитывать несколько различных физических полей в рамках одной задачи.

**COSMOS-M** – основу комплекса составляет программная система GEOSTAR, включающая препроцессор, расчетные конечно-элементные модули и постпроцессор. GEOSTAR дает пользователю возможность создавать геометрический образ рассчитываемой модели, насыщать ее элементами, оперативно вносить необходимые изменения, выполнять требуемые виды расчетов, просматривать, рисовать на экране и печатать результаты. GEOSTAR управляет работой различных расчетных модулей COSMOS/M, обеспечивая интерактивную среду для их взаимодействия. Комплекс включает в себя следующие модули

расчетов: STAR - линейный статический расчет; DSTAR - расчет на устойчивость, отыскание частот и форм колебаний; FSTAR - расчет на выносливость; ASTAR - динамический расчет на вынужденные колебания; OPTSTAR - оптимизация формы и размеров конструкции; NSTAR — нелинейная статика и динамика; HSTAR - решение задач теплотехники; FLOWSTAR - анализ ламинарного движения жидкости; FLOWPLUS - двух- и трехмерный анализ турбулентного движения жидкости; ESTAR - низкочастотный анализ проблем электромагнетизма; HFESTAR - высокочастотный анализ проблем электромагнетизма.

**ЛИРА** – данный программный комплекс предназначен для численного исследования прочности и устойчивости конструкций, а также для автоматизированного выполнения ряда процессов конструирования. ПК «Ли́ра» обеспечивает исследование широкого класса конструкций: пространственные стержневые и оболочечные системы, массивные тела, комбинированные системы — рамно-связевые конструкции высотных зданий, плиты на грунтовом основании, ребристые плиты, многослойные конструкции

**STAAD.PRO** – программа, предназначенная для расчета и проектирования строительных конструкций. Данная программа представляет собой полностью интегрированный комплекс для расчета, анализа и проектирования строительных конструкций, зданий и сооружений. STAAD.Pro обеспечивает исчерпывающую информацию о напряженно-деформированном состоянии конструкции и отдельных ее элементов. Акцент сделан на производительности, удобстве и простоте создания расчетной модели — с учетом всех новейших методов анализа и проектирования. STAAD Pro признана наиболее удачной на сегодня разработкой на рынке расчетных комплексов, является индустриальным стандартом для программ данного класса. Результаты расчета используются для проектирования металлических, железобетонных и деревянных конструкций в соответствии с требованиями большинства известных норм и кодов, в том числе СНиП.

**PLAXIS 8.0** – расчетный комплекс, состоящий из набора прикладных вычислительных программ для конечно-элементного анализа напряженно-деформированного состояния системы «основание-фундамент-сооружение» в условиях плоской и осесимметричной задач. Комплекс включает в себя дополнительные модули: PLAXIS DYNAMICS — анализ воздействия на грунты вибраций, причиной которых служат забивка свай, дорожное движение. PLAXIS 3D TUNNEL - трехмерный анализ деформаций и устойчивости при проектировании тоннелей, сооружаемых как щитовым способом, так и с использованием тоннельной оболочки. PLAXFLOW - фильтрационный расчет насыщенных и ненасыщенных водой грунтовых массивов в условиях плоской задачи с использованием КЭ элементов, PLAXIS 3D FOUNDATION - анализ напряженно деформированного состояния системы «основание-фундамент-сооружение» в условиях трехмерной (пространственной) задачи.

Программа находит применение во всех видах традиционной геотехнической инженерии: она используется при проектировании дамб и водохранилищ, сооружении фундаментов и оснований, насыпей, котлованов и подпорных стенок, укреплении откосов, расширении дорог, перемещении плотин, решении вопросов инфильтрации (просачивания), проектировании тоннелей, проходческих щитов, станций метро.

**SOFiStiK** – интегрированное программное обеспечение для моделирования, анализа методом конечных элементов, оптимизации конструкций и проектирования в среде AutoCAD. Данное программное обеспечение предназначено прежде всего для высококвалифицированных инженеров-расчетчиков конструкций и может использоваться для создания шаблонов решения сложных расчетных и исследовательских задач для различных видов конструкций. Для проектирования

зданий SOFiSTiK предлагает различные программные комплексы анализа различных видов конструкций методом конечных элементов на статические и динамические нагрузки и сочетания, основанные на базовом солвере FEA компании SOFiSTiK ASE. Программный комплекс SOFiSTiK имеет сертификат соответствия нормам проектирования СНиП Российской Федерации.

**FEM models** – это расчетный инструмент XXI века для сложных строительных расчетов методом конечных элементов. FEM models содержит модели, описывающие работу надземных конструкций здания и сложную нелинейную работу грунта. FEM models дает возможность решать задачи расчета основания и надземных конструкций здания с учетом их взаимодействия, позволяя тем самым на практике выполнять требования норм о необходимости совместного расчета осадок комплекса разноэтажных зданий на свайном основании.

**Robot Millennium** представляет собой единую систему, объединяющую в одном уникальном комплексе все этапы проектирования конструкций – от создания расчетной схемы до реализации отчетов и чертежей. ПК позволяет выполнить общий анализ поведения конструкций на основе МКЭ и даёт следующие возможности: выполнять расчеты в линейной и нелинейной постановке, определять напряженно деформированное состояние конструкции от статических и динамических нагрузок, анализировать потерю устойчивости всей схемы и отдельных её элементов, назначать и проводить проверки стержневых конструкций из различных материалов в соответствии с набором международных норм проектирования, производить автоматическую генерацию проектной документации и чертежей для некоторых элементов.

**SCAD Office** – программный комплекс нового поколения - позволяет проводить расчет и проектирование стальных и железобетонных конструкций. В состав комплекса входят универсальная программа конечно-элементного анализа SCAD, а также ряд функционально независимых проектно-расчетных и вспомогательных программ. Программа SCAD предназначена для расчета сооружения в целом. Другие проектно-расчетные программы ориентированы на выполнение детальных проверочных расчетов несущих строительных конструкций (отдельных балок, колонн, плит) в соответствии с действующими нормами.

Комплекс SCAD - интегрированная система прочностного анализа и проектирования конструкций на основе метода конечных элементов. Он включает в себя высокопроизводительный процессор, позволяющий решать задачи большой размерности (сотни тысяч степеней свободы) в линейной и геометрически нелинейной постановке, модули анализа устойчивости, формирования расчетных сочетаний усилий, проверки напряженного состояния элементов конструкций по различным теориям прочности, определения усилий взаимодействия фрагмента с остальной конструкцией, вычисления усилий и перемещений от комбинаций нагрузок, построения амплитудно-частотных характеристик, модули подбора арматуры в элементах железобетонных конструкций, а также проверки и подбора металлических конструкций. Система предусматривает, кроме статических расчетов, рассмотрение различных видов динамических воздействий — таких как сейсмика, пульсация ветровой нагрузки, гармонические колебания, импульс, удар. В SCAD реализована развитая библиотека конечных элементов для моделирования стержневых, пластинчатых, твердотельных и комбинированных конструкций, так же реализован режим вариации моделей для совместного анализа нескольких вариантов расчетной схемы.

Графические средства формирования расчетных схем включают набор параметрических прототипов конструкций, позволяют автоматически сгенерировать сетку конечных элементов на плоскости, задать описания физико-механических свойств материалов, условий опирания и примыкания, а также нагрузок.

Предусмотрена возможность сборки расчетных моделей из различных схем, а также широкий выбор средств графического контроля всех характеристик схемы. Результаты расчета могут экспортироваться в редактор MS Word или электронные таблицы MS Excel, а также выводятся в виде деформированной схемы и схемы прогибов, цветовой и цифровой индикации значений перемещений в узлах, а также изополей и изолиний перемещений для пластинчатых и объемных элементов.

В качестве расчетного комплекса, используемого в данной работе, выбран SCAD Office. SCAD Office сертифицирован на соответствие ГОСТ Р ИСО/МЭК 9126-93, ГОСТ 28195-89, ГОСТ Р ИСО 9127-94, РД 50-34.698-90. Соответствие СНиП подтверждено сертификатом Госстроя России и Федеральным надзором России по ядерной и радиационной безопасности.

## **1.5. Методика расчета при конечно-элементном моделировании в программном комплексе SCAD**

Расчетные комплексы, представленные выше, реализуют конечно-элементное моделирование статических и динамических расчетных схем, проверку устойчивости, выбор невыгодных сочетаний усилий, подбор арматуры железобетонных конструкций, проверку несущей способности стальных конструкций.

В SCAD в основу расчета положен метод конечных элементов с использованием в качестве основных неизвестных перемещений и поворотов узлов расчетной схемы. В связи с этим идеализация конструкции выполнена в форме, приспособленной к использованию этого метода, а именно: система представлена в виде набора тел стандартного типа (линейных, плоских и пространственных), называемых конечными элементами и присоединенных к узлам.

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

Узел в расчетной схеме метода перемещений представляется в виде абсолютно жесткого тела исчезающе малых размеров. Положение узла в пространстве при деформациях системы определяется координатами центра и углами поворота трех осей, жестко связанных с узлом. Узел представлен как объект, обладающий шестью степенями свободы - тремя линейными смещениями и тремя углами поворота.

Все узлы и элементы расчетной схемы нумеруются. Номера, присвоенные им, следует трактовать только, как имена, которые позволяют делать необходимые ссылки.

Основная система метода перемещений выбирается путем наложения в каждом узле всех связей, запрещающих любые узловые перемещения. Условия равенства нулю усилий в этих связях представляют собой разрешающие уравнения равновесия, а смещения указанных связей - основные неизвестные метода перемещений.

В общем случае в пространственных конструкциях в узле могут присутствовать все шесть перемещений:

- 1 - линейное перемещение вдоль оси X;
- 2 - линейное перемещение вдоль оси Y;
- 3 - линейное перемещение вдоль оси Z;

4 - угол поворота с вектором вдоль оси X (поворот вокруг оси X);

5 - угол поворота с вектором вдоль оси Y (поворот вокруг оси Y);

6 - угол поворота с вектором вдоль оси Z (поворот вокруг оси Z).

Нумерация перемещений в узле (степеней свободы), представленная выше, используется далее всюду без специальных оговорок, а также используются соответственно обозначения X, Y, Z, UX, UY и UZ для обозначения величин соответствующих линейных перемещений и углов поворота.

В соответствии с идеологией метода конечных элементов, истинная форма поля перемещений внутри элемента (за исключением элементов стержневого типа) приближенно представлена различными упрощенными зависимостями. При этом погрешность в определении напряжений и деформаций имеет порядок  $(h/L)^k$ , где  $h$  – максимальный шаг сетки;  $L$  – характерный размер области. Скорость уменьшения ошибки приближенного результата (скорость сходимости) определяется показателем степени  $k$ , который имеет разное значение для перемещений и различных компонент внутренних усилий (напряжений).

Для задания данных о расчетной схеме могут быть использованы различные системы координат, которые в дальнейшем преобразуются в декартовы. В дальнейшем для описания расчетной схемы используются следующие декартовы системы координат:

- Глобальная правосторонняя система координат XYZ, связанная с расчетной схемой
- Локальные правосторонние системы координат, связанные с каждым конечным элементом.

Возможные перемещения узлов конечно-элементной расчетной схемы ограничены внешними связями, запрещающими некоторые из этих перемещений. Точки примыкания конечного элемента к узлам (концевые сечения элементов) имеют одинаковые перемещения с указанными узлами.

Правило знаков для перемещений принято таким, что линейные перемещения положительны, если они направлены в сторону возрастания соответствующей координаты, а углы поворота положительны, если они соответствуют правилу правого винта (при взгляде от конца соответствующей оси к ее началу движение происходит против часовой стрелки).

Для стержневых элементов усилия по умолчанию выводятся в концевых сечениях упругой части (начальном и конечном) и в центре упругой части, а при наличии запроса пользователя и в промежуточных сечениях по длине упругой части стержня. Для пластинчатых, объемных, осесимметричных и оболочечных элементов напряжения выводятся в центре тяжести элемента и при наличии запроса пользователя в узлах элемента.

Правила знаков для усилий (напряжений) приняты следующими:

- Для стержневых элементов возможно наличие следующих усилий:
  - N - продольная сила;
  - $M_{кр}$  - крутящий момент;
  - MY - изгибающий момент с вектором вдоль оси Y1;
  - QZ - перерезывающая сила в направлении оси Z1 соответствующая моменту MY;
  - MZ - изгибающий момент относительно оси Z1;
  - QY - перерезывающая сила в направлении оси Y1 соответствующая моменту MZ;
  - RZ - отпор упругого основания.

- Положительные направления усилий в стержнях приняты следующими:
  - для перерезывающих сил  $Q_Z$  и  $Q_Y$  - по направлениям соответствующих осей  $Z_1$  и  $Y_1$ ;
  - для моментов  $M_X$ ,  $M_Y$ ,  $M_Z$  - против часовой стрелки, если смотреть с конца соответствующей оси  $X_1$ ,  $Y_1$ ,  $Z_1$ ;
  - положительная продольная сила  $N$  всегда растягивает стержень.

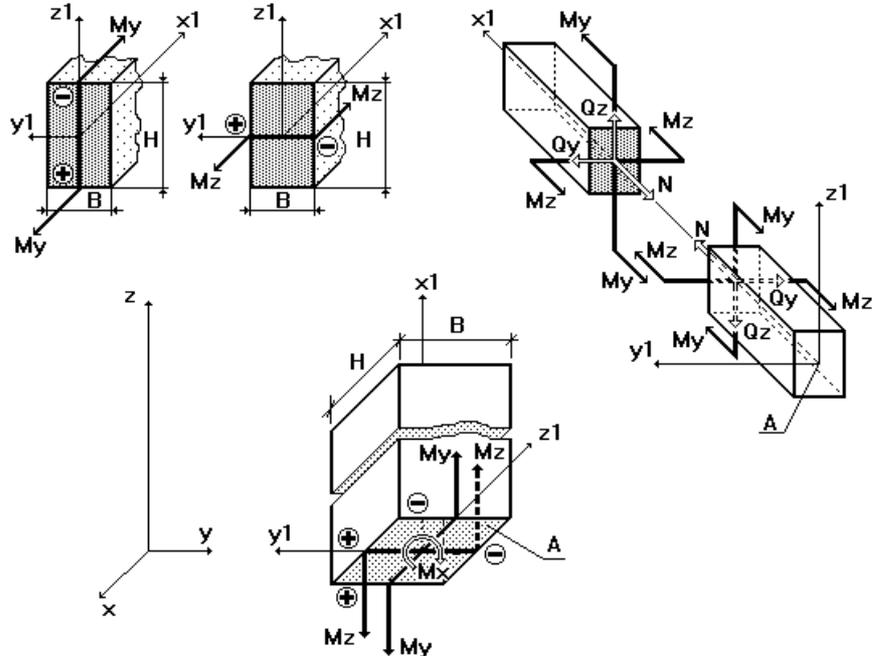


Рисунок 1.19. Положительные направления усилий в стержнях

На рис.1.19 показаны положительные направления внутренних усилий и моментов в сечении горизонтальных и наклонных, а также вертикальных стержней.

Знаком "+" (плюс) помечены растянутые, а знаком "-" (минус) - сжатые волокна поперечного сечения от воздействия положительных моментов  $M_y$  и  $M_z$ .

- В конечных элементах оболочки вычисляются следующие усилия:
  - нормальные напряжения  $N_X$ ,  $N_Y$ ;
  - сдвигающее напряжений  $T_{XY}$ ;
  - моменты  $M_X$ ,  $M_Y$  и  $M_{XY}$ ;
  - перерезывающие силы  $Q_X$  и  $Q_Y$ ;
  - реактивный отпор упругого основания  $R_Z$ .

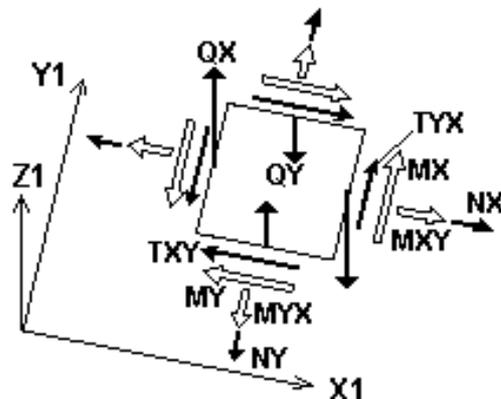


Рисунок 1.20. Положительные направления усилий в оболочках

На рис.1.20 показаны положительные значения напряжений, перерезывающих сил и векторов моментов, действующие по граням элементарного прямоугольника, вырезанного в окрестности центра тяжести КЭ оболочки.

- В объемных конечных элементах вычисляются следующие усилия:
  - нормальные напряжения  $N_X, N_Y, N_Z$ ;
  - сдвигающее напряжений  $T_{XY}, T_{XZ}, T_{YZ}$ ;

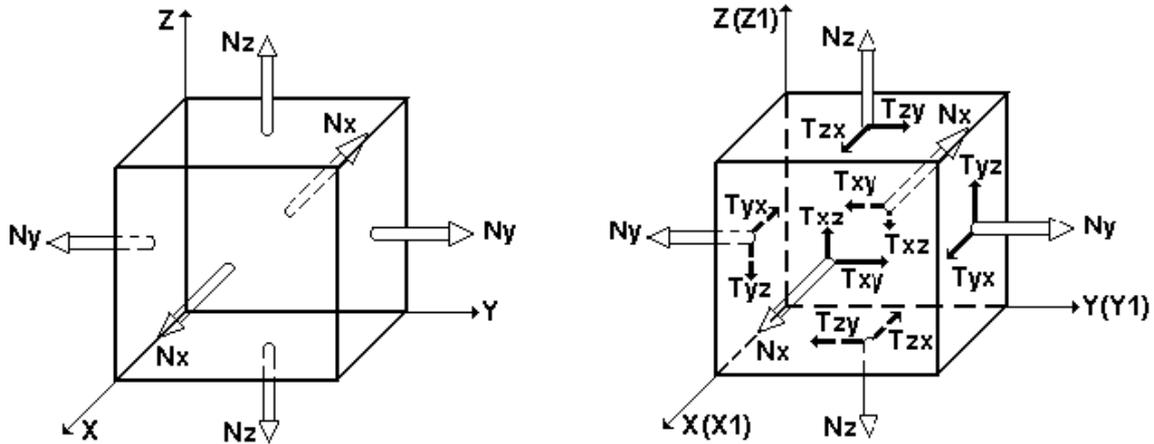


Рисунок 1.21. Положительные направления усилий в объемных КЭ

На рис.1.21 показаны положительные значения напряжений действующие по граням объемного КЭ.

## 1.6. Методы расчёта

### 1.6.1. Метод расчета по допускаемым напряжениям

Применялся в нашей стране до 1938 г. Согласно этому методу бетон рассматривался как упругий материал. В основу расчетных зависимостей были положены закон Гука, гипотеза плоских сечений. Вместо действительного железобетонного сечения в расчет вводилось приведенное бетонное сечение, в котором арматура заменялась эквивалентным по прочности количеством бетона. Соппротивлением бетона растянутой зоны пренебрегали. В результате расчета определялись напряжения в бетоне и арматуре от эксплуатационных нагрузок, которые не должны были превосходить допускаемые.

Однако рамки методики допускаемых напряжений сдерживали развитие строительных конструкций, прежде всего, в силу целого ряда неопределенностей, из которых можно выделить следующие:

- при расчете принимались нагрузки, отвечающие нормальным условиям эксплуатации, без учета вероятности их превышения;
- не учитывалась возможность использования в конструкциях материала с пониженными по сравнению с техническими условиями характеристиками;
- предполагалось, что действительные условия работы конструкции будут соответствовать принимаемым при расчете идеализированным условиям;
- коэффициент запаса, который должен был учитывать эти факторы, для всех конструкций из данного материала оставался неизменным, независимо от конкретных условий работы конструкций и степени их ответственности. В результате такого подхода разные конструкции имели разную надежность. Кроме того, работа конструкций рассматривалась лишь в упругой стадии, без учета пластических свойств материала, что снижало их экономичность.

### 1.6.2. Расчет сечений по разрушающим нагрузкам

В результате обширных исследований, проведенных советскими учеными (А. Ф. Лолейт, А. А. Гвоздев и др.), в начале 30-х годов был разработан метод, учитывающий упругопластические свойства железобетона, который был включен в нормы проектирования железобетонных конструкции в 1938 г.

В основу метода расчета сечений по разрушающим нагрузкам была положена работа конструкции в III стадии напряженно-деформированного состояния, при этом предполагалось, что напряжения в бетоне и арматуре достигают предельных значений. В отличие от метода расчета по допускаемым напряжениям, где напряжения в бетоне и арматуре определялись по действующему в сечении внешнему усилию, в рассматриваемом методе по принятым напряжениям в сечении, установленным на основании экспериментов, определялось значение разрушающего усилия. Метод позволял назначать общий для всего сечения коэффициент запаса. Допускаемая нагрузка находилась путем деления разрушающей нагрузки на этот коэффициент. Метод более правильно отражал действительную работу сечений, подтверждался экспериментально.

### 1.6.3. Метод расчета по предельным состояниям

Проектирование конструкций зданий и сооружений по предельным состояниям было введено в нормативные документы с 1955 года по инициативе группы ученых и инженеров, возглавляемой проф. Н.С.Стрелецким.

Под предельным понимают такое состояние конструкции, после достижения которого, дальнейшая эксплуатация становится невозможной вследствие потери способности сопротивляться внешним нагрузкам или получения недопустимых перемещений или местных повреждений.

В соответствии с этим установлены две группы предельных состояний:

- первая – по несущей способности;
- вторая – по пригодности к нормальной эксплуатации.

Расчет по первой, группе предельных состояний выполняется с целью предотвращения разрушения конструкций (расчет по прочности), потери устойчивости формы конструкции (расчет на продольный изгиб) или ее положения (расчет на опрокидывание или скольжение), усталостного разрушения (расчет на выносливость).

Расчет по второй группе предельных состояний имеет цель не допустить развитие чрезмерных деформаций (прогибов), исключить возможность образования трещин в бетоне или ограничить ширину их раскрытия, а также обеспечить в необходимых случаях закрытие трещин после снятия части нагрузки.

Прогрессивность теории и метода предельных состояний в настоящее время является очевидной, так как практические инженерные выводы получили убедительные подтверждения. Но выявлены и недостатки, то есть область нерешенных задач, определяющих перспективу дальнейшего развития и совершенствования теории и метода предельных состояний.

## 1.7. Существующие документы по расчету

Основные положения по расчёту безбалочных перекрытий в настоящее время регламентированы следующими документами:

- Руководство по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, 1975 г. [5];
- Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, 1979 г. [6];

В основе методик расчёта [5] заложены методы ручного расчёта строительных конструкций. Для безбалочных перекрытий, например, предлагается метод заменяющих рам. По этому методу, который вошёл в классические учебники по железобетонным конструкциям (например, [24]), перекрытие по направлениям шагов колонн последовательно рассматривается как совокупность рам. После их статического расчёта проводится конструирование плиты, исходя из балочной схемы работы перекрытия. Приопорные участки конструируются по значениям поперечных сил, полученным также при расчёте рам. При конструировании узла сопряжения колонны и перекрытия используются различные схемы установки поперечной арматуры в виде скрытых балок. Допускается внедрение в узел особых закладных деталей.

Положения по конструированию перекрытий, представленные в [6], практически полностью ориентированы на решения, в основе которых лежат типовые серийные каркасы из сборного железобетона. В этом документе приводятся рекомендации по конструированию из готовых изделий заводов железобетонных изделий. Практическое применение этого документа затруднено тем, что не рассматриваются вопросы конструирования перекрытий из монолитного железобетона, изделия для многих серий каркасов уже давно не выпускаются. В документе рассматриваются только промышленные перекрытия с большими пролётами, капитальной схемой и значительными полезными нагрузками, что не соответствует особенностям монолитных перекрытий, возводимых в настоящее время.

Основные положения по расчёту конструкций с жёсткой арматурой в настоящее время регламентированы следующим документом:

- Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой, 1978 г. [25].

В основе методик расчёта [25] заложены методы ручного расчёта строительных конструкций. Расчёт производится по методу предельных состояний. В руководстве рассматриваются методы расчета балочных сечений с введением жёсткой арматурой в тело железобетонного элемента. На данный момент это единственный документ, в котором представлен расчёт железобетонных конструкций с жёсткой арматурой.

В СП по железобетонным конструкциям [26], а также в Пособии к СП [31] представлена методика расчёта на местные воздействия. Рассматриваемый в данной работе расчёт на продавливание входит именно в эту группу. В соответствии с ним рассматривается общий вид продавливания плитных конструкций колоннами в безбалочных перекрытиях и фундаментах. Практически в СП рассмотрено две ситуации – без поперечного армирования, с учётом только сопротивления бетона растяжению, и с его учётом (в виде дискретной вертикальной арматуры).

По имеющимся возможностям расчёта с использованием существующей документации можно сделать выводы:

- точность метода замещающих рам в современных условиях проектирования является недостаточной, по мнению ряда инженеров (например, [27]). Погрешность метода сильно возрастает, когда отношение

шагов колонн каркаса близко к 1:1. Метод вводился и широко использовался во времена, когда не было современных инженерных инструментов по расчёту зданий.

- С распространением программных комплексов на основе метода конечных элементов у рядовых инженеров появился мощный и доступный инструмент для исследования и детального анализа работы конструкции. Есть возможность быстро и без значительных затрат времени сравнить несколько конструктивных схем и выбрать наиболее рациональную. Сегодня необходим пересмотр методологии проектирования с учетом новых возможностей систем автоматизированного проектирования для создания новой единой и четкой концепции нормативной базы.
- существующие рекомендации по проектированию безбалочных перекрытий относятся к промышленным зданиям, имеющим свою специфику. Более того, указанный документ базируется на типовых сериях сборных железобетонных каркасов, многие из которых уже не выпускаются. Чётких рекомендаций по конструированию плит перекрытий, опирающихся на колонны без капителей, не найдено. Это объясняется тем, что в советский период применение таких видов каркасов было нетиповым решением и было весьма редким, несмотря на большие теоретические проработки того периода.
- расчёт по действующему СП учитывает только сопротивление бетона растяжению и работу поперечной арматуры на растяжение. Приведённая в нормах расчётная зависимость носит слишком обобщённый характер. При расчёте плит перекрытий, опирающихся на колонны без капителей, её использование без уточнения затруднительно.

Все эти факторы серьёзно затрудняют расчёт и проектирование плоских монолитных плит перекрытий.

## 1.8. Выводы по главе. Постановка задачи исследования

На основании проведенного обзора исследований работы стыка колонн и перекрытий в монолитных железобетонных каркасах, конструктивных решений, нормативных документов по расчету и современных систем проектирования можно сделать следующие выводы:

- работы по изучению работы узла сопряжения колонны и плоской плиты перекрытия ведутся и в настоящее время;
- отсутствует единая методика расчёта и конструирования узла стыка, учитывающая теоретические разработки последних 20 лет;
- как для консервативных, так и для «точных» теорий сопротивления железобетона сдвигу в условиях сложного напряжённо-деформированного состояния отсутствуют алгоритмы расчёта строительных конструкций с учётом развития современных инженерных инструментов по конечно-элементному моделированию;
- при расчёте зданий и сооружений инженеры вынуждены адаптировать старые методы расчёта под новые доступные инструменты анализа. Инженеры-проектировщики не имеют в настоящее время единого алгоритма расчёта стыка колонны и перекрытия.

В соответствии со сделанными выводами необходима разработка методики расчёта и конструирования стыка колонны и плоской плиты перекрытия в монолитном здании каркасного типа с использованием жёсткой арматуры.

Для достижения поставленной цели решаются следующие задачи:

- определение последовательности действий при формировании численной модели исследуемого узла конструкции;
- анализ результатов автоматизированного расчёта модели и расчёта узла на продавливание по методике, представленной в действующих нормах;
- выбор варианта дополнительного армирования узла с использованием жёсткой арматуры;
- обоснование нового контура, по которому возможно продавливание в узле при введении жёсткой арматуры;
- определение зависимости геометрических параметров жёсткой арматуры в зоне опирания плиты на колонну для исключения продавливания при действии внешней нагрузки;
- расчёта в SCAD для проверки полученных результатов;
- определение рационального конструктивного решения узла.

## 2. Аналитическое исследование

Объектом исследования в данной работе выступает стык колонны и плоской плиты перекрытия. Методом исследования модели для решения поставленных задач является численный эксперимент.

Исследования выполнены на условном каркасе здания. Рассмотрена усовершенствованная модель деформирования плиты. На основании теоретических предпосылок проведены описанные ниже численные эксперименты. В конце раздела сделаны промежуточные выводы.

### 2.1. Цель проводимых исследований

Практика показала, что в ряде случаев происходит разрушение плит не от изгиба, а от продавливания в месте приложения сосредоточенной силы или опирания её на точечные опоры. Поэтому наиболее ответственным местом конструкции плоских плит перекрытий является зона опирания плиты на колонну. В этом месте под действием разрушающей нагрузки происходит продавливание плиты.

Существуют различные способы конструирования данного узла. Одним из них является установка в узле жёсткой арматуры.

Целью проводимых исследований является разработка метода моделирования узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жёсткой арматурой, а также разработка конструктивных решений узла с жёсткой арматурой в узле для исключения продавливания плиты.

### 2.2. Экспериментальная модель

Для решения поставленной задачи формируется расчётная оболочечно-стержневая модель трёхэтажного здания. Несущей системой здания является каркас с плоскими плитами перекрытий. Исследуемый узел уточняется при помощи объёмных конечных элементов с учётом реального расположения стержневой и жёсткой арматуры. Базовыми габаритами модели являются шаг и пролёт пространственной рамы.

В качестве расчётного случая принята сетка колонн – 5 × 7 м. Выбор каркаса с такими габаритами был обоснован в работе [28].

В качестве интересующей части расчётной модели выделялось перекрытие над вторым этажом (рис.2.1). Дальнейшая фрагментация расчётной модели проводилась исходя из следующих соображений: в конструируемом здании по обоим направлениям плиты перекрытия находилось по 6 колонн (или 5 пролётов). Как известно из строительной механики, существует понятие пятипролётной схемы, при которой в случае равномерного нагружения неразрезной балки с числом пролётов больше 5, внутренние пролёты, удалённые от краёв балки более чем на 2 пролёта, имеют одинаковые эпюры внутренних усилий - изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $Q$  [29]. Применимость этих правил к данной задаче можно объяснить тем, что при использовании в качестве расчётного алгоритма метода заменяющих рам, ригели рам практически образуют многопролётную балку. Поэтому дальнейшая фрагментация осуществлялась путём выделения среднего пролёта в обоих направлениях. В соответствии с симметрией типовых пролётов далее рассматриваются только их половины. Все исследования проводились для выделенного конечного фрагмента.

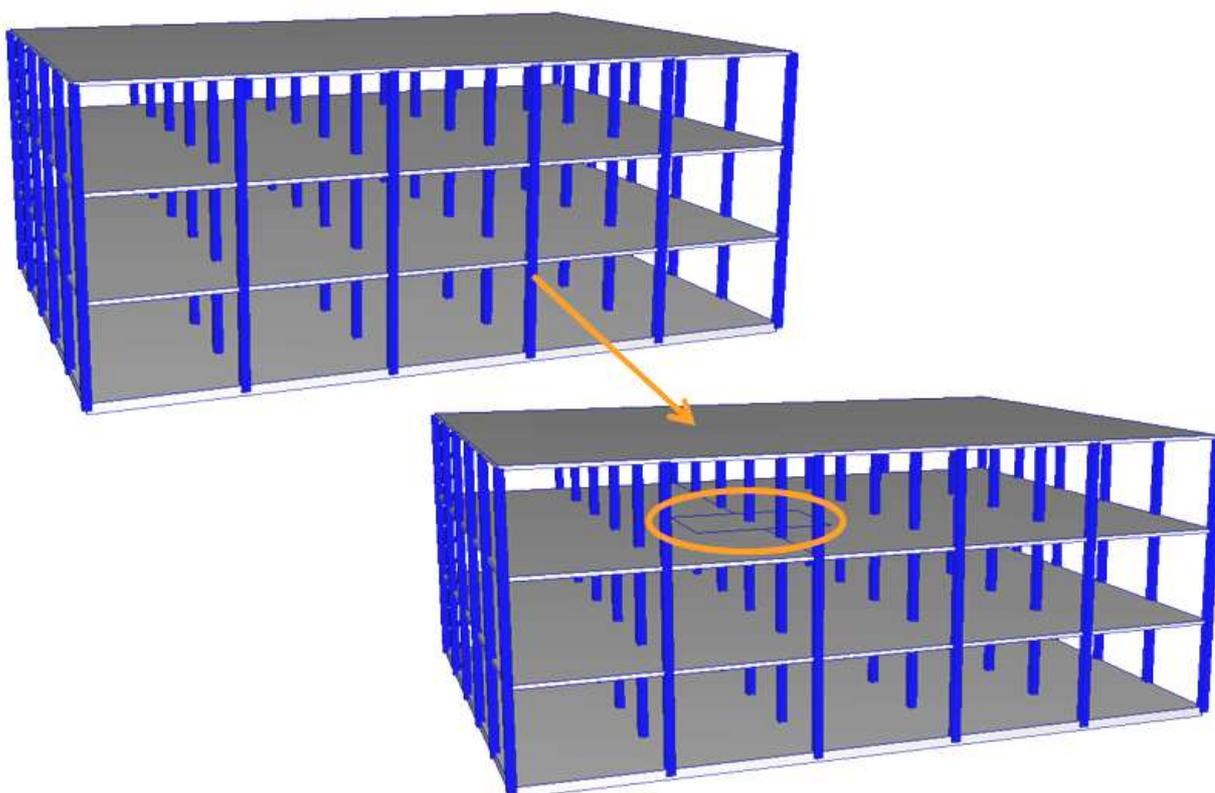


Рисунок 2.1. Расчётная модель здания

Построение расчётной схемы осуществлялось с помощью алгоритмов программного комплекса SCAD Office. Расчётная модель была сформирована в препроцессоре ФОРУМ, затем экспортирована в SCAD.

Предпосылки расчётной схемы:

- Все пренебрежения и упрощения, присущие МКЭ и алгоритмам программы SCAD, являющиеся одинаковыми для любой подобной задачи;
- Коэффициент постели, учитывающий упругость основания –  $500 \text{ т/м}^3$ ;
- Отсутствие в конструктивной схеме здания ядер жёсткости;
- При исследовании поведения внутренних усилий от геометрических параметров здания отказ от построения нагрузок в форме расчётных сочетаний усилий (введение одной совокупной нагрузки);
- Все задачи решались без учёта физической нелинейности.

Основные характеристики расчётной модели:

- шаг колонн –  $5 \times 7 \text{ м}$ ;
- высота этажа –  $4,7 \text{ м}$ ;
- количество этажей – 3;
- плиты перекрытий – бетон В25, толщина  $200 \text{ мм}$ ;
- колонны – бетон В25, сечение  $400 \times 400 \text{ мм}$ , длина  $4,7 \text{ м}$ .

## 2.3. Последовательность действий для решения поставленной задачи

Для достижения поставленной цели проводится ряд расчетов по рекомендациям СП 52-101-2003 [26], а также автоматизированных, с помощью САПР.

Для выявления необходимости установки жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны с безбалочным бескапитальным перекрытием проводится анализ узла по рекомендациям СП 52-101-2003 [26]. Такая оценка показывает, что только бетоном невозможно воспринять поперечную силу, возникающую в узле, то есть требуется дополнительное армирование приопорной зоны перекрытия.

В качестве дополнительного армирования узла выбрана жёсткая арматура, устанавливаемая в приопорной зоне плиты перекрытия. С помощью САПР определён вариант расположения жёсткой арматуры в узле, при котором не происходит продавливания плиты колонной.

За счёт введения в узел более жёстких, чем бетон, элементов изменяется периметр контура расчётного сечения. Длина стержней жёсткой арматуры, необходимая для восприятия поперечных сил в узле, вычисляется как функция от периметра контура расчётного сечения и усилия, действующего в узле.

В результате получена зависимость минимальной длины стержней жёсткой арматуры от нагрузки, приходящейся в узел сопряжения колонны и перекрытия.

Все расчёты производятся для заданной модели с определенными геометрическими характеристиками.

## 2.4. Расчет плиты на продавливание

### 2.4.1. Основные положения расчёта

В месте приложения сосредоточенной силы или опирания плиты на точечные опоры возможно её разрушение от продавливания. Это происходит в том случае, если сосредоточенная сила от внешней нагрузки, приходящей в узел сопряжения превышает предельное усилие, которое может воспринять бетон.

В СП [26] представлены основные положения расчета элементов на продавливание при действии сосредоточенной силы.

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы производится из условия:

$$F \leq F_{b \text{ ult}} \quad (2.1)$$

где:

$F$  – сосредоточенная сила от внешней нагрузки;

$F_{b \text{ ult}}$  – предельное усилие, воспринимаемое бетоном.

Усилие  $F_{b\text{ ult}}$  определяется по формуле:

$$F_{b\text{ ult}} = R_{bt} A_b \quad (2.2)$$

где:

$R_{bt}$  – расчётное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы;

$A_b$  – площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии  $0,5h_0$  от границы площади приложения сосредоточенной силы  $F$  с рабочей высотой сечения  $h_0$  (рис.2.2).

Площадь  $A_b$  определяется по формуле:

$$A_b = u h_0 \quad (2.3)$$

где:

$u$  – периметр контура расчетного поперечного сечения;

$h_0$  – приведенная рабочая высота сечения.

Приведенная рабочая высота сечения  $h_0$  определяется по формуле:

$$h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y}) \quad (2.4)$$

где:

$h_{0x}$  и  $h_{0y}$  – рабочая высота сечения для продольной арматуры, расположенной в направлении осей  $X$  и  $Y$ .

Отсюда следует, что предельное усилие, воспринимаемое бетоном, определяется по формуле:

$$F_{b\text{ ult}} = 2R_{bt} h_0 (a + b + 2h_0) \quad (2.5)$$

где:

$a$  и  $b$  – размеры сторон колонны.

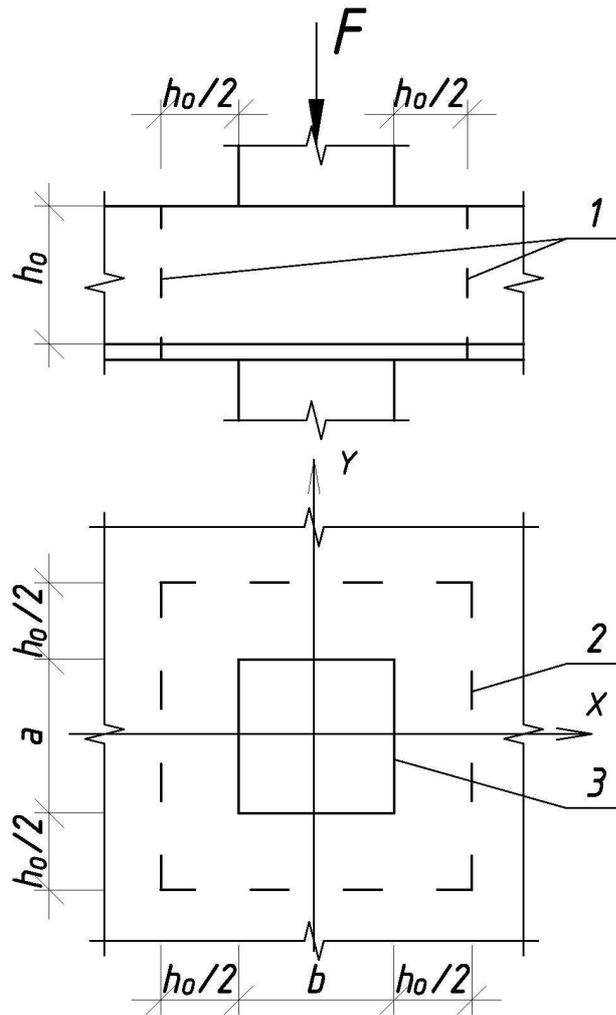


Рисунок 2.2. Схема для расчета железобетонных элементов без поперечной арматуры на продавливание  
 1 – расчетное поперечное сечение;  
 2 – контур расчетного поперечного сечения;  
 3 – контур площадки приложения нагрузки

## 2.4.2. Расчёт плоской плиты перекрытия на продавливание

В работе рассматривается модель здания с заданными исходными параметрами, для которой будут производиться все расчеты. Для выявления необходимости установки жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны с безбалочным бескапитальным перекрытием проводится анализ узла по рекомендациям СП 52-101-2003 [26].

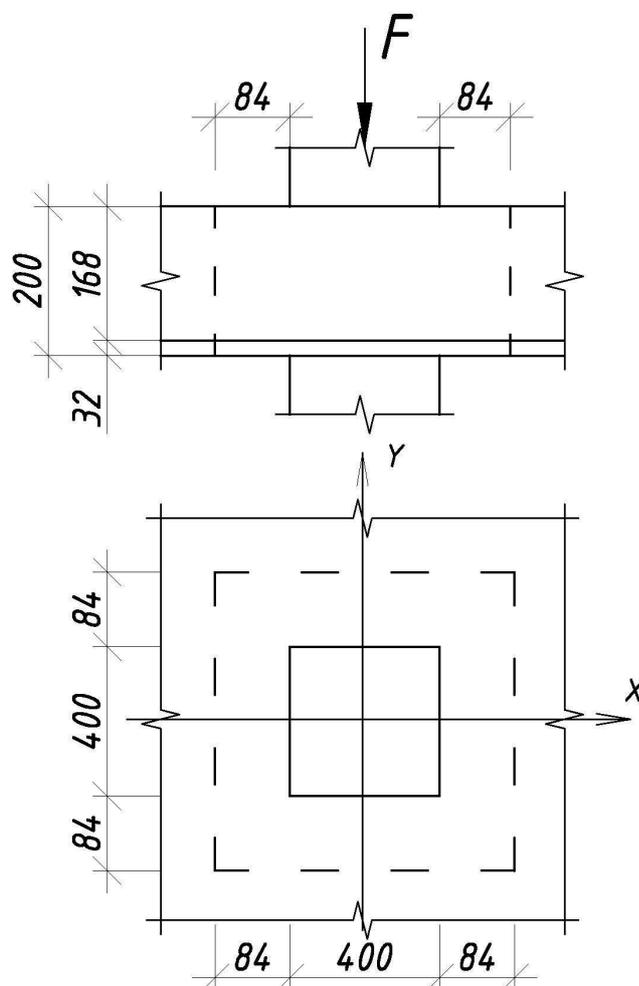


Рисунок 2.3. Схема для расчета плиты на продавливание

На рис.2.3 представлена приопорная зона плиты исследуемого здания.

Поскольку в исследуемом здании колонны имеют квадратное сечение, формула (2.5) упрощается и имеет вид:

$$F_{b \text{ ult}} = 4R_{bt} h_0 (a + h_0) \quad (2.6)$$

Подставляя в формулу (2.6) заданные значения, получаем, что бетон в расчетном сечении воспринимает усилие:

$$F_{b \text{ ult}} = 4 \cdot 90 \cdot 0,168 \cdot (0,4 + 0,168) = 34,4 \text{ т}$$

По предварительному расчету конструкции в SCAD определена сосредоточенная сила от внешней нагрузки, равной  $F = 42,2$  т.

$$F > F_{b \text{ ult}}$$

Условие (2.1) не выполняется. Это означает, что для обеспечения работоспособности узла и исключения продавливания при действующей нагрузке необходимо принятие дополнительных мероприятий. В следующем разделе предложено использовать жёсткую арматуру в качестве усиления узла сопряжения плоской плиты перекрытия и колонны в монолитном здании каркасного типа.

## **2.5. Выбор варианта дополнительного армирования узла**

Исследуется стык колонны и плоской плиты перекрытия в монолитном здании каркасного типа. Из представленных выше расчетов следует, что бетон в исследуемом узле может воспринять усилие меньше, чем необходимо для исключения разрушения. В этом разделе рассмотрено несколько вариантов возможного дополнительного армирования узла сопряжения колонны и плиты перекрытия и выбран один из них, исключающий продавливание.

### **2.5.1. Формирование расчетной модели**

Процесс формирования расчётной схемы из модели сооружения осуществляется с помощью программного препроцессора ФОРУМ. В результате, представленная на рис. 2.1 модель здания, где конструктивные элементы (колонны, перекрытия) представлены в виде контурных элементов, преобразуется в расчётную схему, где каждый конструктивный элемент здания разбивается на конечные элементы.

Формирование расчётной схемы производится в несколько этапов. На начальном этапе колонны и перекрытия каркаса моделируются стержневыми и оболочечными конечными элементами. Для полученной модели задаются граничные условия, прикладываются нагрузки и производится расчёт. По результатам расчета производится армирование перекрытия над вторым этажом и колонны в исследуемом узле. Затем узел сопряжения колонны и перекрытия в модели уточняется при помощи объемных конечных элементов с учётом реального расположения стержневой и жёсткой арматуры (рис. 2.4).

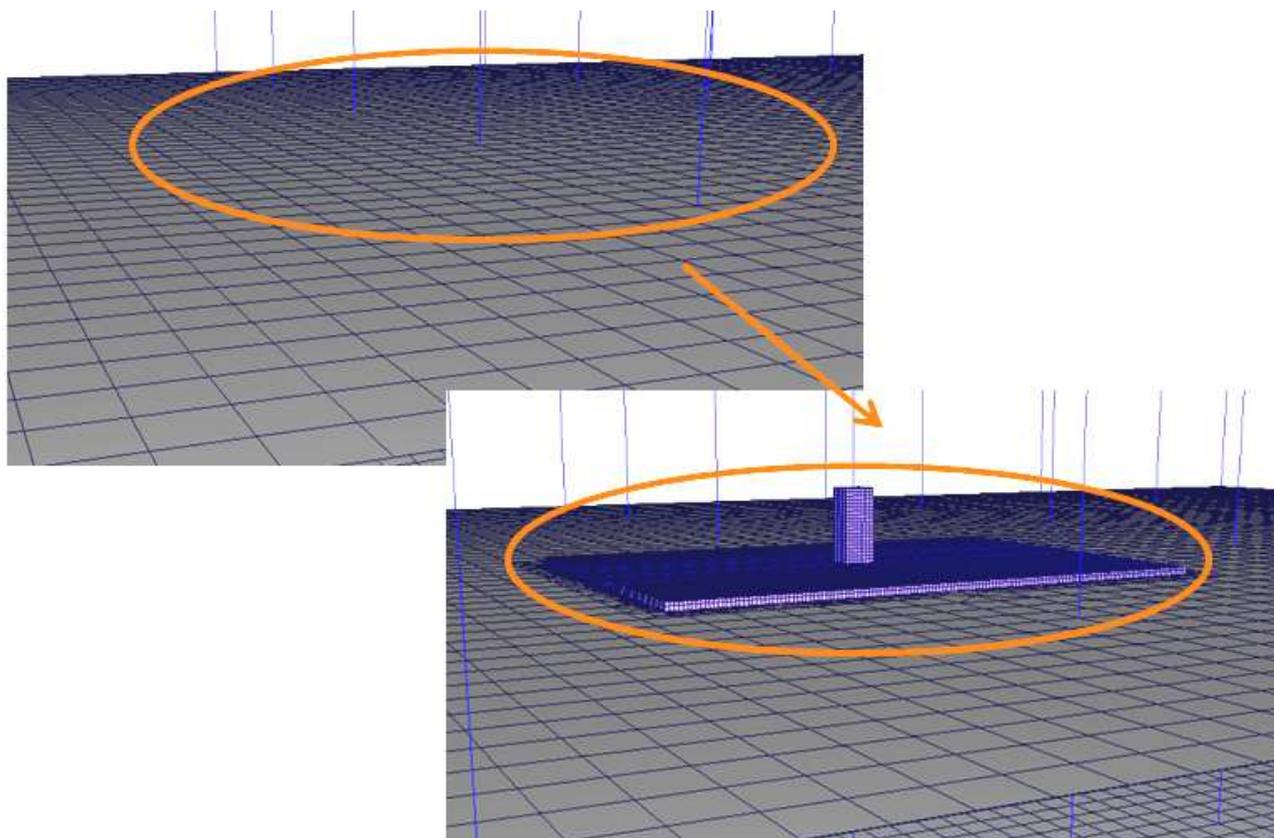


Рисунок 2.4. Уточнение узла при помощи объемных конечных элементов

По предварительным расчетам оболочечно-стержневой модели получено армирование колонны и плиты перекрытия. С учётом конструктивных требований принято следующее армирование:

- арматурный каркас колонны состоит из четырёх продольных стержней  $\varnothing 16$  класса А400 и поперечных стержней  $\varnothing 8$  класса В500 с шагом 200 мм;
- плита перекрытия заармирована стержнями  $\varnothing 12$  класса А400 в двух направлениях с шагом 200 мм в верхней и нижней зонах плиты;
- дополнительное армирование надопорной зоны плиты произведено стержнями  $\varnothing 12$  класса А400 в двух направлениях с шагом 200 мм в верхней зоне плиты.

Дальнейшие исследования произведены для уточненной модели здания. Уточненная модель узла сопряжения колонны и плиты перекрытия представлен на рис. 2.5. Для наглядности на рисунке показан только центральный фрагмент уточненной модели узла.

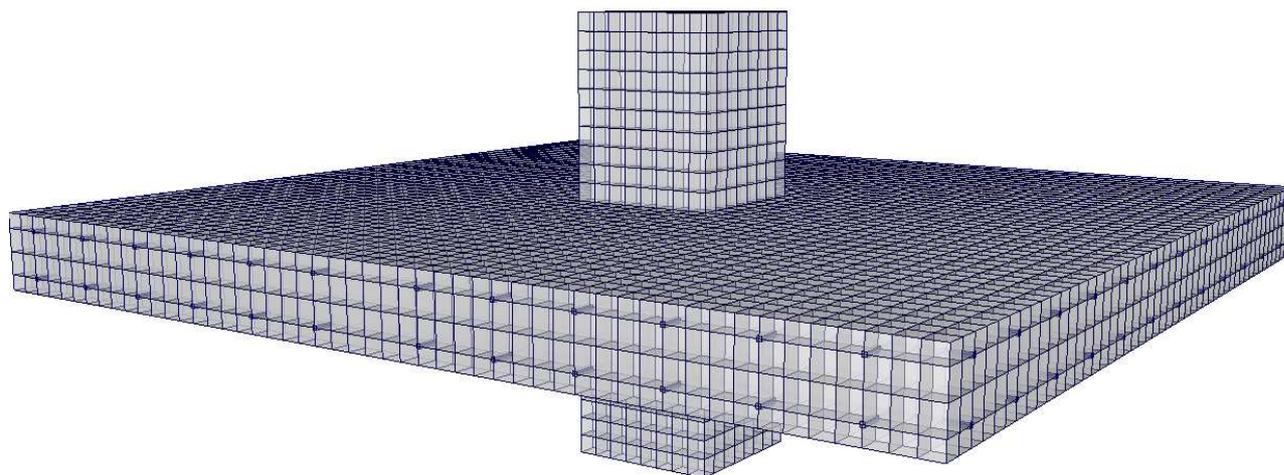


Рисунок 2.5. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия

## 2.5.2. Исходные данные для расчета

Для решения поставленной задачи формируются пять расчётных моделей. Статический расчёт системы выполнен в линейной постановке.

Для определения напряжений, возникающих в бетоне при действии внешней нагрузки равной предельному усилию, воспринимаемому бетоном, сформирована расчётная модель №1. К узлу приложена внешняя нагрузка, равная значению предельного усилия, воспринимаемого бетоном  $F_{b \text{ ult}} = 34,4$  т. Из расчета этой модели получены значения напряжений, возникающих в бетоне. Считается, что возникновение этих напряжений в бетоне не приводит узел к разрушению.

Для определения напряжённого состояния узла от действия заданной нагрузки формируется расчетная модель №2. В этой модели узел сопряжения колонны и перекрытия замоделирован без дополнительного армирования. Расчёт этой модели подтверждает результат расчёта по СП [26], произведенный в разделе 2.4 – напряжения, возникающие в бетоне, превышают допустимые напряжения. Необходимо принятие мер для защиты узла от выхода из строя.

Для исключения разрушения предложено введение в узел дополнительного армирования из металлопроката (жёсткой арматуры). В работе рассмотрены три варианта введения жёсткой арматуры в узел сопряжения колонны и плиты перекрытия:

- В модели №3 узел сопряжения колонны и плиты перекрытия замоделирован с дополнительным армированием, которое представляет собой один двутавр №14 по ГОСТ 8239-89, расположенный в направлении большего пролета. Расчет этой модели показывает, что такого армирования недостаточно для восприятия поперечных сил, возникающих в расчетном сечении.
- В модели №4 узел сопряжения колонны и плиты перекрытия замоделирован с дополнительным армированием, которое представляет собой два швеллера №14 по ГОСТ 8240-97, расположенных в направлении большего пролета. Из расчета этой модели видно, что такого армирования также не достаточно для восприятия поперечных сил, возникающих в расчетном сечении.

- В модели №5 узел сопряжения колонны и плиты перекрытия замоделирован с дополнительным армированием, которое представляет собой четыре пластины по ГОСТ 380-81 высотой 140 мм и толщиной 5 мм, расположенных парами по двум взаимоперпендикулярным направлениям. Расчет этой модели показывает, что такого армирования достаточно для восприятия поперечных сил в расчетном сечении.

Параметры, общие для расчетных моделей:

- шаги колонн – 5 x 7 м;
- высота этажей – 4,7 м;
- количество этажей – 3;
- площадь здания – 875 м<sup>2</sup>;
- размеры уточняемого фрагмента:
  - длина колонны – 1 м ниже плиты и 1 м выше плиты;
  - площадь плиты – 5 м x 7 м = 35 м<sup>2</sup>;
- тип схемы – 5 – система общего вида. Это означает, что деформации и основные неизвестные представлены линейными перемещениями узловых точек вдоль осей X, Y, Z и поворотами вокруг этих осей U<sub>x</sub>, U<sub>y</sub>, U<sub>z</sub>.
- шаг разбиения на конечные элементы модели здания – 0,5 м;
- шаг разбиения на конечные элементы уточненного фрагмента – 0,05 м;
- типы конечных элементов модели здания:
  - колонны – №5 – пространственный стержень;
  - плиты – №44 – четырёхугольный конечный элемент оболочки;
- типы конечных элементов уточненного фрагмента:
  - бетон колонны и плиты – №36 – восьмиузловой изопараметрический конечный элемент;
  - арматурные стержни – №5 – пространственный стержень;
  - прокатный профиль – №44 – четырёхугольный конечный элемент оболочки (для моделей №3, №4, №5);

В соответствии с рекомендациями СП 52-101-2003 [26] жесткостные характеристики элементов снижены и приняты:

- для элементов здания:
  - фундаментная плита – бетон В20, толщина 500 мм, модуль упругости  $E = 700000 \text{ т/м}^2$ ;
  - плиты перекрытий – бетон В20, толщина 200 мм, модуль упругости  $E = 700000 \text{ т/м}^2$ ;
  - колонны – бетон В25, сечение 400 x 400 мм, длина 4,7 м, модуль упругости  $E = 765000 \text{ т/м}^2$ ;
  - коэффициент Пуассона  $\mu = 0,2$ ; объёмный вес  $\gamma = 2,5 \text{ т/м}^3$  для всех элементов;
- для элементов уточнённого фрагмента:
  - бетон колонны – бетон В25, объёмный вес  $\gamma = 2,5 \text{ т/м}^3$ , коэффициент Пуассона  $\mu = 0,2$ ; модуль упругости  $E = 765000 \text{ т/м}^2$ ;
  - бетон плиты – бетон В20, объёмный вес  $\gamma = 2,5 \text{ т/м}^3$ , коэффициент Пуассона  $\mu = 0,2$ ; модуль упругости  $E = 700000 \text{ т/м}^2$ ;

- арматурные стержни в плите – сталь обыкновенная, объёмный вес  $\gamma = 7,85 \text{ т/м}^3$ , коэффициент Пуассона  $\mu = 0,3$ ; модуль упругости  $E = 2,1 \times 10^7 \text{ т/м}^2$ , сечение  $1,13 \text{ см}^2 (\phi 12)$ ;
- арматурные стержни в колонне – сталь обыкновенная, объёмный вес  $\gamma = 7,85 \text{ т/м}^3$ , коэффициент Пуассона  $\mu = 0,3$ ; модуль упругости  $E = 2,1 \times 10^7 \text{ т/м}^2$ , сечение  $1,54 \text{ см}^2 (\phi 14)$ ;
- граничные условия:
  - коэффициент упругого основания –  $500 \text{ т/м}^3$ ;
  - закрепление двух угловых узлов по X и Y.

Параметры, различные для расчетных моделей:

Жёсткостные характеристики элементов жёсткой арматуры:

- двутавр (модель №3) - сталь обыкновенная, объёмный вес  $\gamma = 7,85 \text{ т/м}^3$ , толщина полки – 7,5 мм, толщина стенки – 4,9 мм, коэффициент Пуассона  $\mu = 0,3$ ; модуль упругости  $E = 2,1 \times 10^7 \text{ т/м}^2$ ;
- швеллер (модель №4) - сталь обыкновенная, объёмный вес  $\gamma = 7,85 \text{ т/м}^3$ , толщина полки – 8,1 мм, толщина стенки – 4,9 мм, коэффициент Пуассона  $\mu = 0,3$ ; модуль упругости  $E = 2,1 \times 10^7 \text{ т/м}^2$ ;
- пластина (модель №5) - сталь обыкновенная, объёмный вес  $\gamma = 7,85 \text{ т/м}^3$ , толщина – 5,0 мм, коэффициент Пуассона  $\mu = 0,3$ ; модуль упругости  $E = 2,1 \times 10^7 \text{ т/м}^2$ .

Остальные параметры представлены в табличном виде (табл. 2.1).

Таблица 2.1. Параметры, различные для всех расчетных моделей

Параметры	Модель №1	Модель №2	Модель №3	Модель №4	Модель №5
Расчётная нагрузка на плиту	0,8 т/м <sup>2</sup>	1,0 т/м <sup>2</sup>	1,0 т/м <sup>2</sup>	1,0 т/м <sup>2</sup>	1,0 т/м <sup>2</sup>
Усилие, возникающее в узле	допустимая 34,4 т	заданная 42,2 т	заданная 42,2 т	заданная 42,2 т	заданная 42,2 т
Жёсткая арматура	-	-	один двутавр №14	два швеллера №14	четыре пластины высотой 140 мм
Расположение жёсткой арматуры	-	-	в направл. большего пролета	в направл. большего пролета	по две во взаимоперпендикул. направлениях
Рабочая часть жёсткой арматуры	-	-	стенка двутавра толщиной 4,9 мм	стенки двух швеллеров толщиной 4,9 мм	четыре пластины толщиной 5,0 мм

### 2.5.3. Определение допустимых напряжений в узле

В этом разделе получены значения усилий, возникающих в бетоне и не приводящих узел к разрушению. Для этого в модели №1 к узлу приложена внешняя нагрузка, равная  $F_{b \text{ ult}}$ , предельному усилию, воспринимаемому бетоном, значение которой получено в разделе 2.4. Фрагмент модели №1 представлен на рис.2.5.

По результатам расчета получены поля напряжений, возникающие в узле сопряжения колонны и плиты перекрытия. На представленных рисунках в этом и последующих разделах показаны поля и эпюры напряжений в приопорной зоне плиты перекрытия, поскольку за пределами показанной зоны напряжения значительно меньше и не представляют интереса в данной работе.

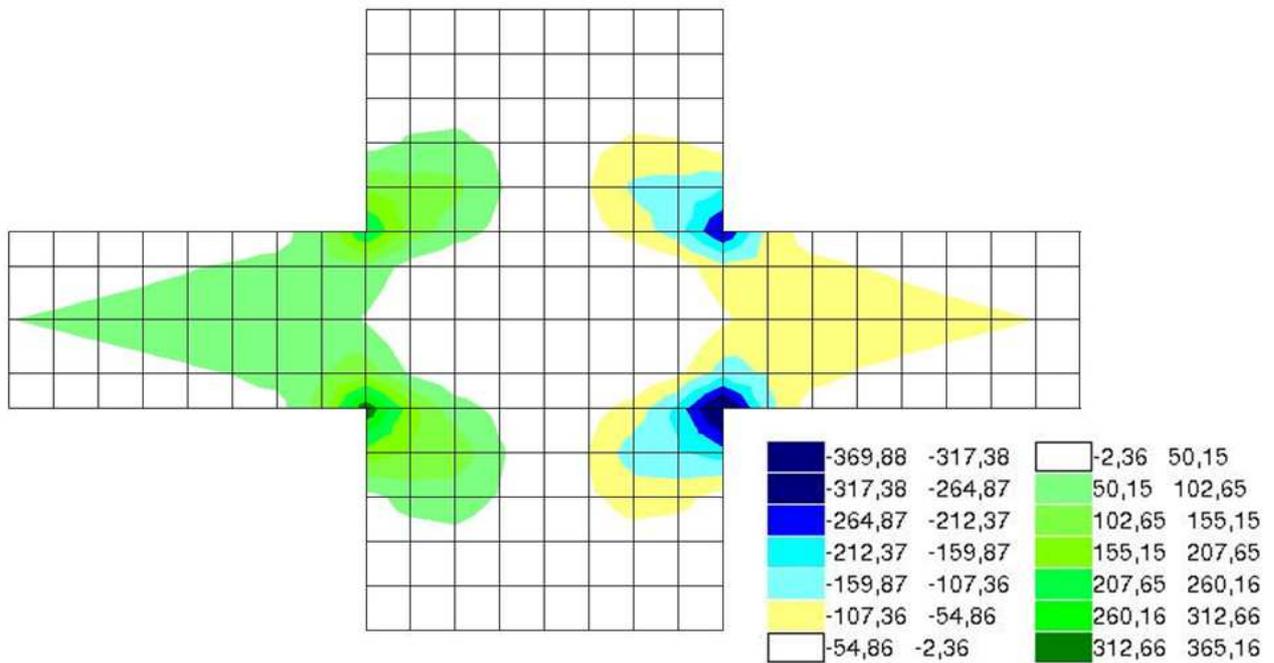


Рисунок 2.6. Напряжения  $T_{xz}$  в зоне примыкания плиты к колонне

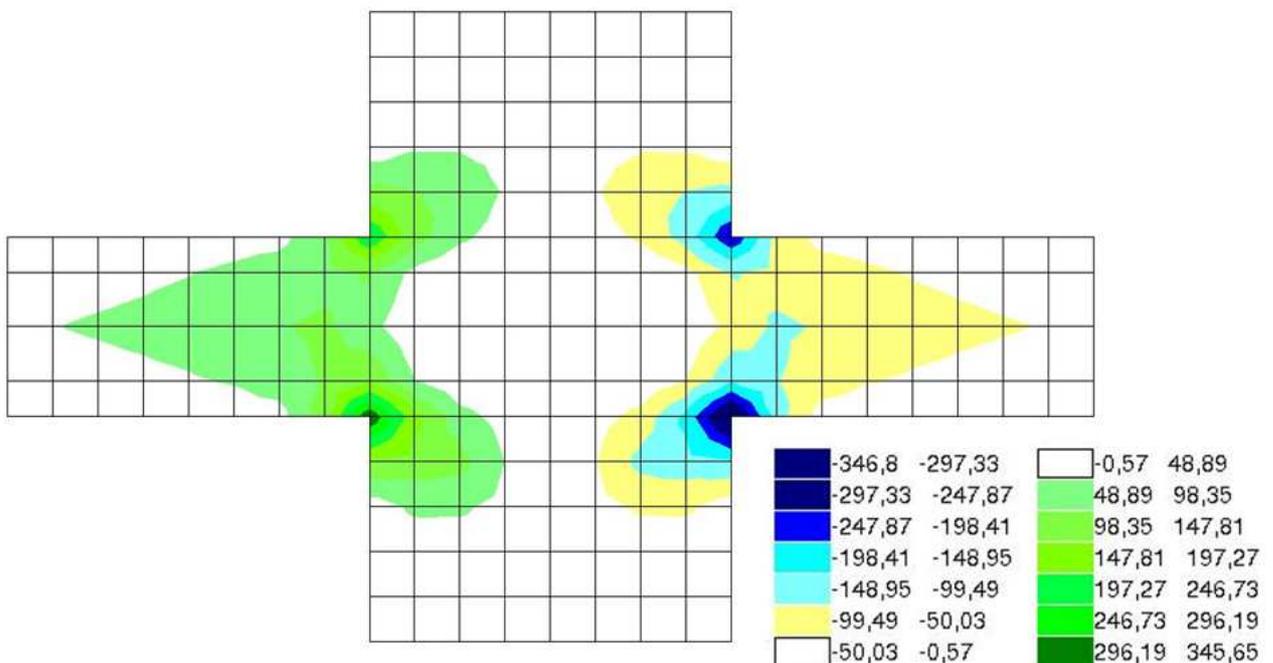


Рисунок 2.7. Напряжения  $T_{uz}$  в зоне примыкания плиты к колонне

В зоне примыкания плиты к колонне возникают концентраторы напряжений (рис.2.6 и рис.2.7).

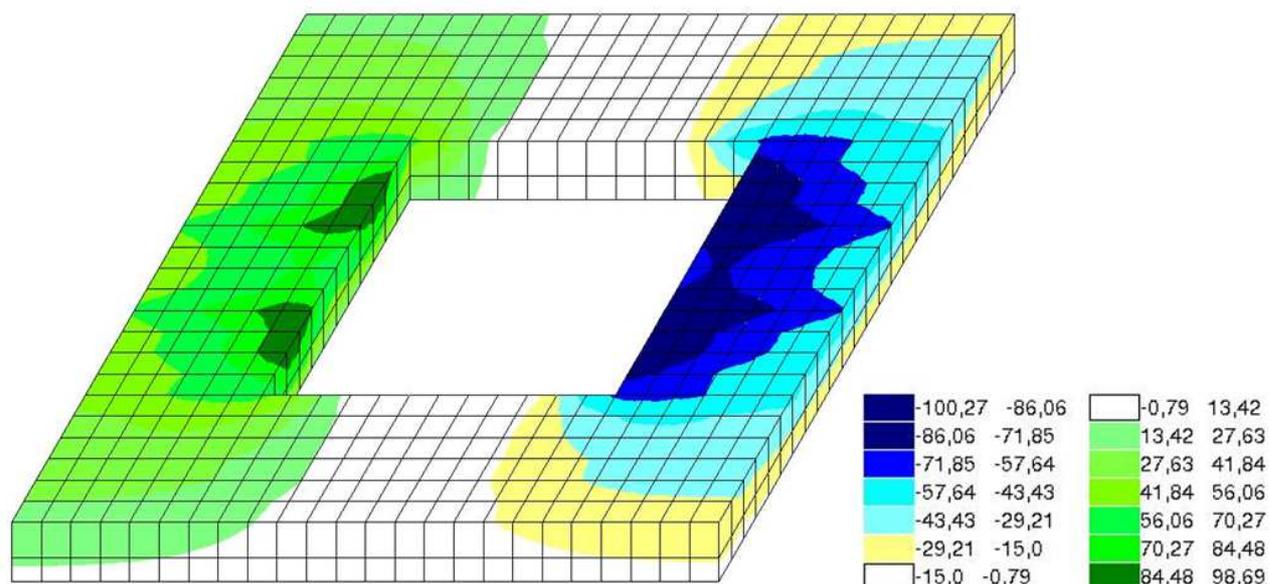


Рисунок 2.8. Напряжения  $T_{xz}$  в расчетном сечении на расстоянии  $h_0/2$  от грани колонны

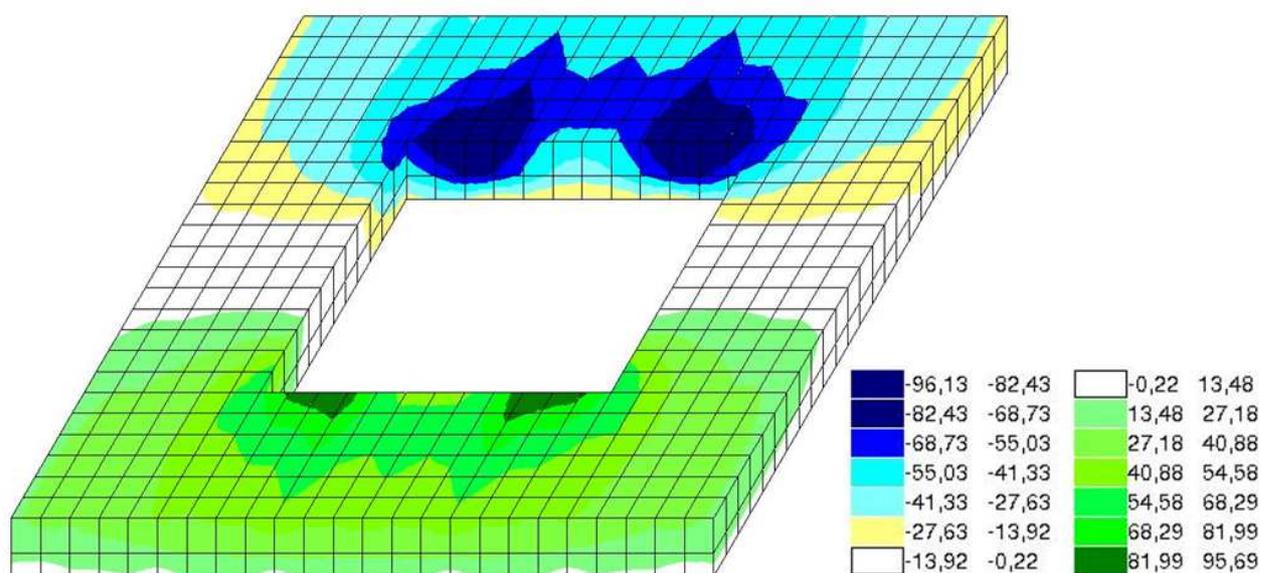
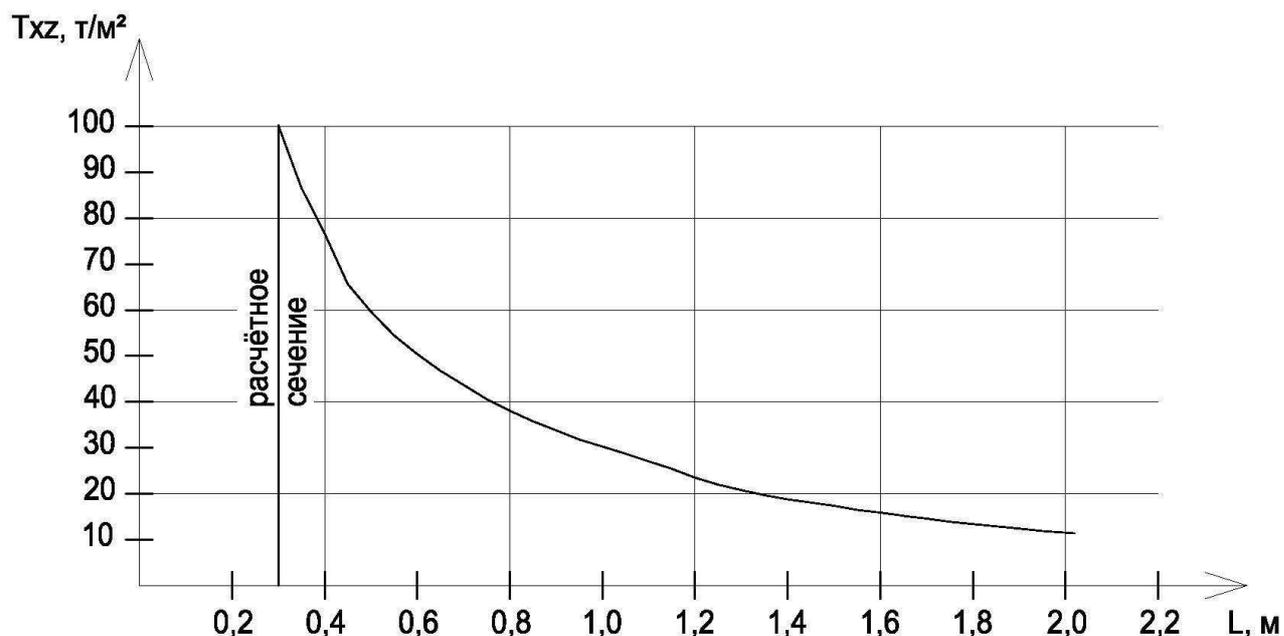
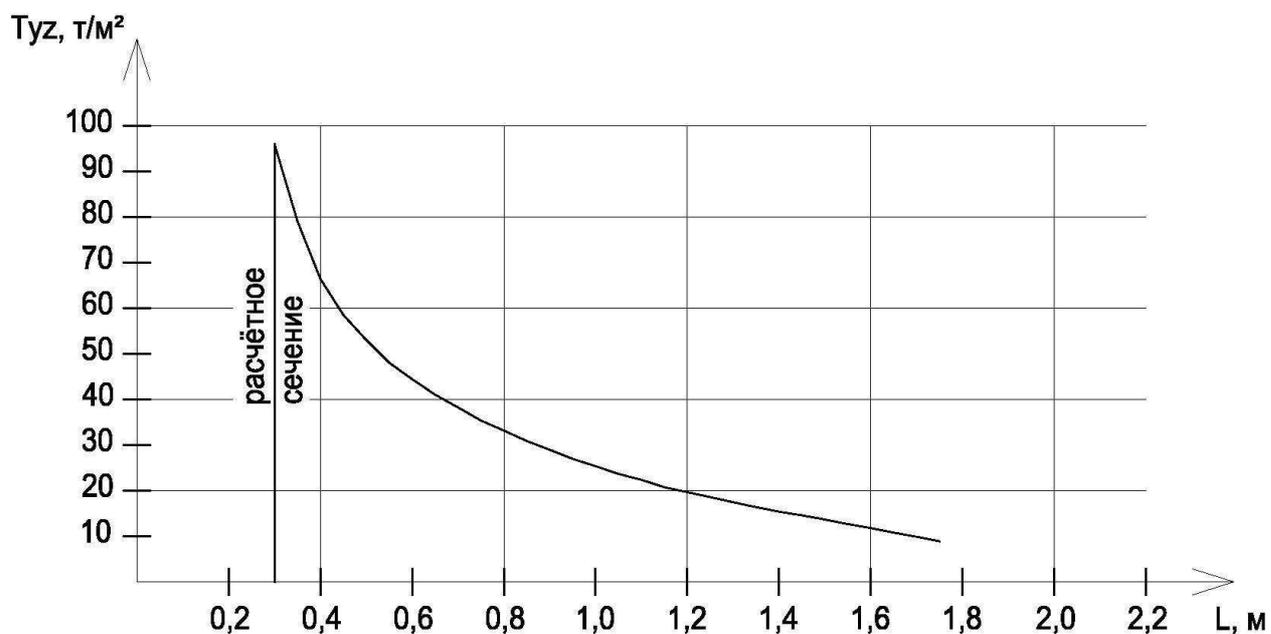


Рисунок 2.9. Напряжения  $T_{uz}$  в расчетном сечении на расстоянии  $h_0/2$  от грани колонны

На рис.2.8 и рис.2.9 напряжения показаны в срединном слое плиты, где они имеют наибольшие значения по толщине плиты.

В соответствии с полями напряжений, представленными на рис.2.8 и рис.2.9 построены эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{uz}$  для наиболее нагруженного сечения, то есть для сечения, отстоящего от оси колонны на 200 мм. Эпюры представлены на рис.2.10 и рис.2.11.

Рисунок 2.10. Эпюра напряжений  $T_{xz}$  в наиболее нагруженном сеченииРисунок 2.11. Эпюра напряжений  $T_{uz}$  в наиболее нагруженном сечении

Значения напряжений в основном не превышают  $R_{bt} = 90 \text{ т/м}^2$ , но локально возникают зоны, где значения напряжений превышают  $R_{bt}$  на 5-10% (рис.2.10 и рис.2.11). Поскольку к расчетной схеме приложена нагрузка, равная  $F_{b \text{ ult}}$ , предполагается, что полученные максимальные значения напряжений являются допустимыми, и при их возникновении в бетоне не происходит разрушение узла.

Полученные поля и эпюры напряжений принимаются за эталонные. Значения напряжений в бетоне при введении жёсткой арматуры не должны превышать максимальных значений эталонных эпюр и полей напряжений для обеспечения исключения продавливания плиты в узле её сопряжения с колонной.

## 2.5.4. Определение напряжений в узле при действии заданной нагрузки

В этом разделе получены значения усилий, возникающих в бетоне при действии заданной нагрузки. В качестве расчетной модели выступает модель №2. Фрагмент модели №2 представлен на рис.2.5.

По результатам расчета получены поля напряжений, возникающие в узле сопряжения колонны и плиты перекрытия.

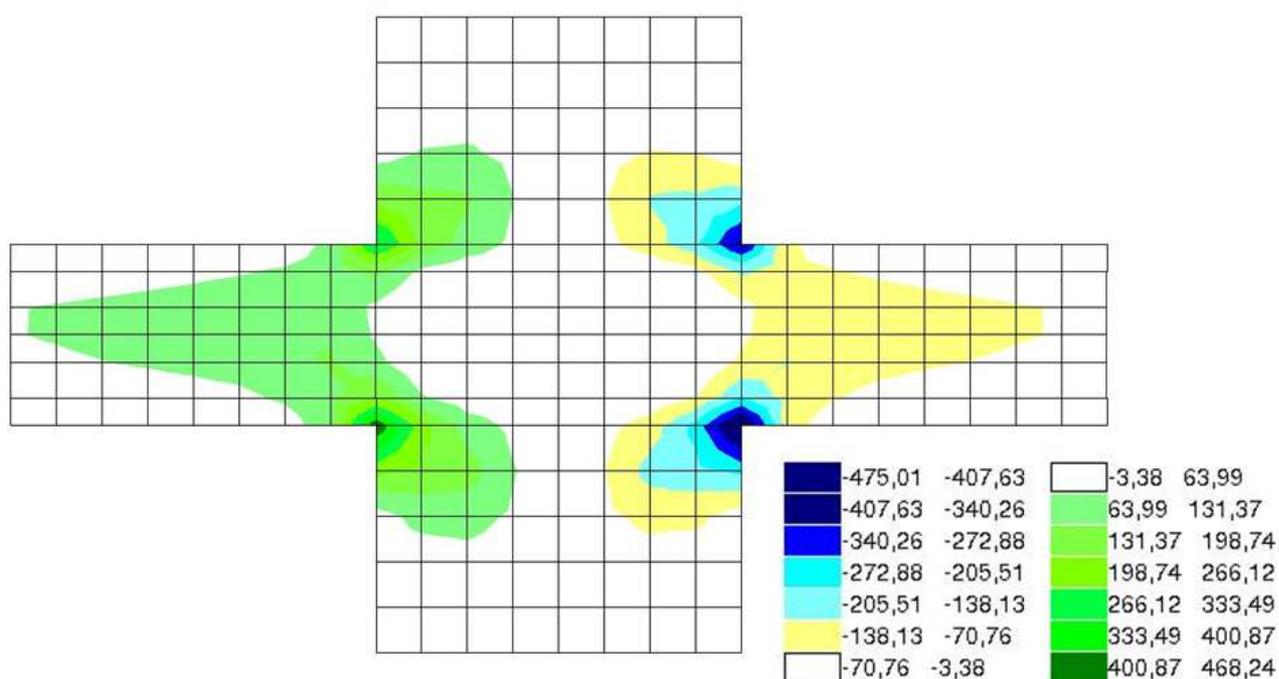


Рисунок 2.12. Напряжения  $T_{xz}$  в зоне примыкания плиты к колонне

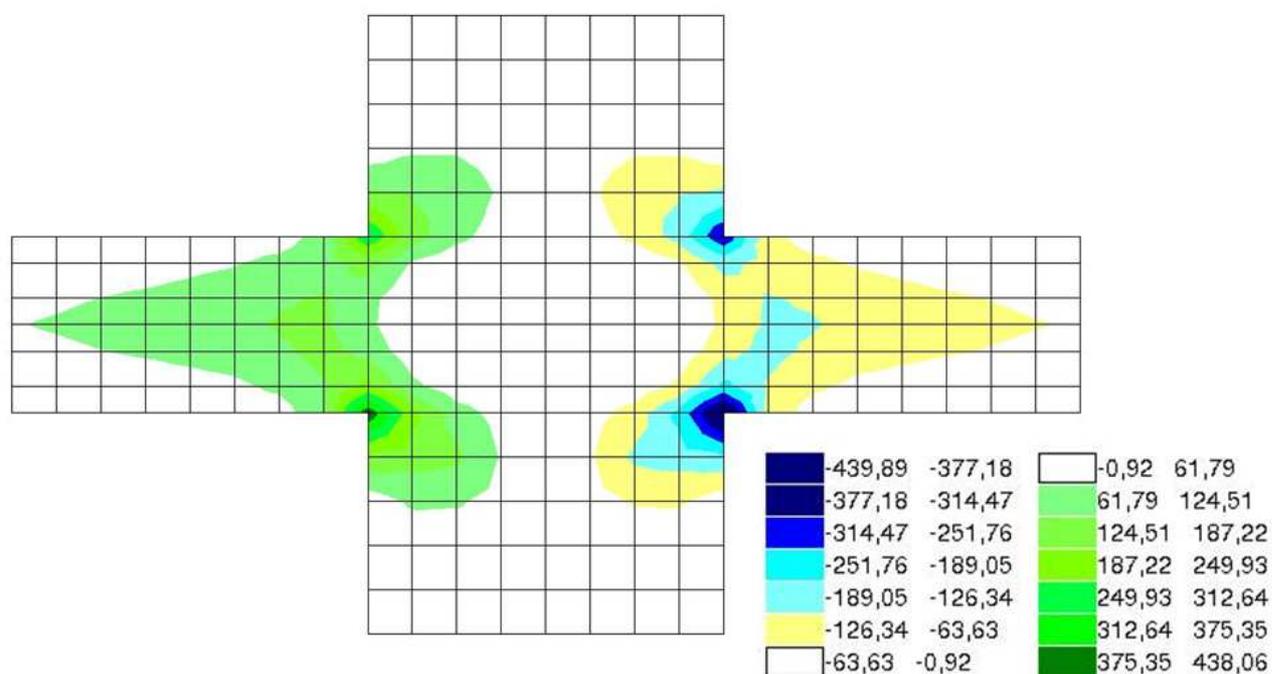


Рисунок 2.13. Напряжения  $T_{uz}$  в зоне примыкания плиты к колонне

В зоне примыкания плиты к колонне возникают концентраторы напряжений (рис.2.12 и рис.2.13), значения которых превышают допустимые значения на 27-28% (рис.2.6 и рис.2.7).

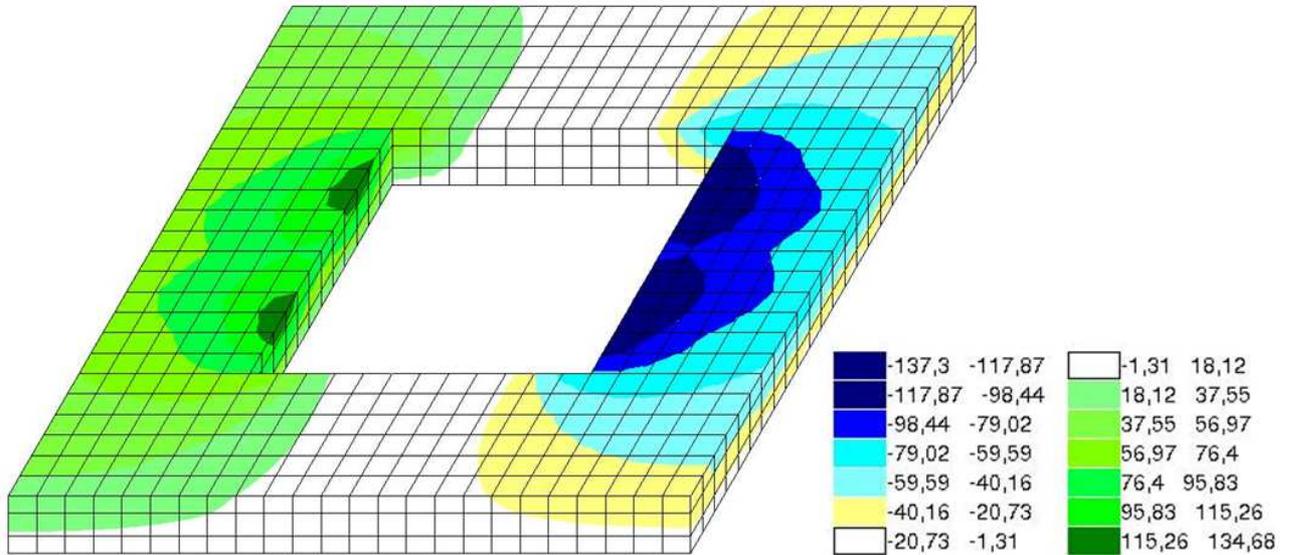


Рисунок 2.14. Напряжения  $T_{xz}$  в расчетном сечении на расстоянии  $h_0/2$  от грани колонны

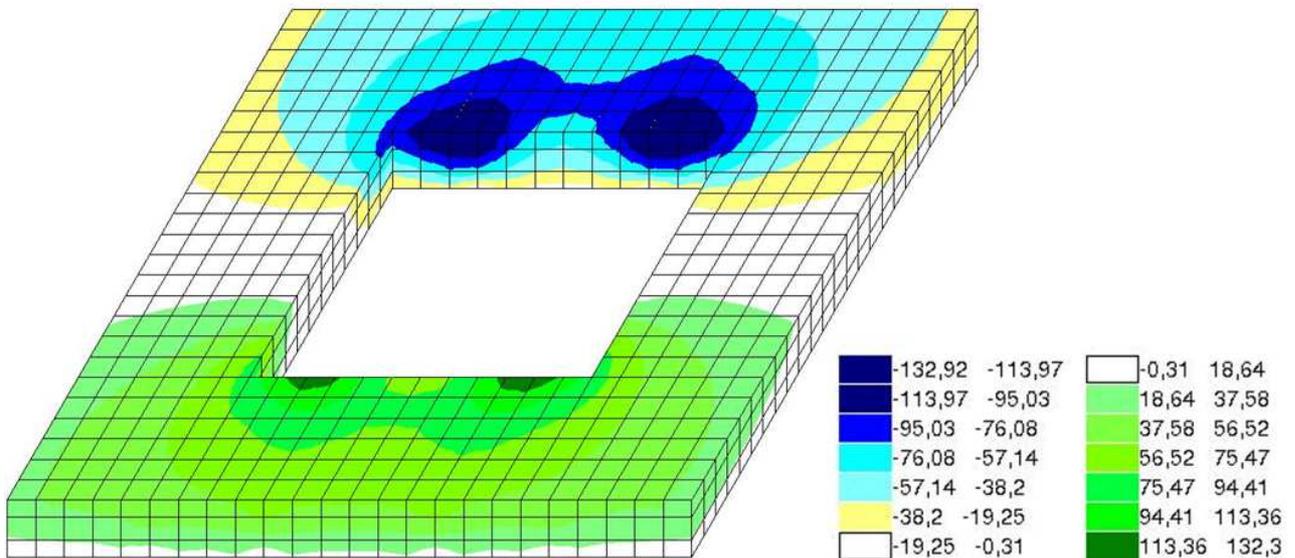


Рисунок 2.15. Напряжения  $T_{uz}$  в расчетном сечении на расстоянии  $h_0/2$  от грани колонны

На рис.2.14 и рис.2.15 напряжения показаны в срединном слое плиты, где они имеют наибольшие значения по толщине плиты.

В соответствии с полями напряжений, представленными на рис.2.14 и рис.2.15 построены эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{uz}$  для наиболее нагруженного сечения, то есть для сечения, отстоящего от оси колонны на 200 мм. Графики представлены на рис.2.16 и рис.2.17.

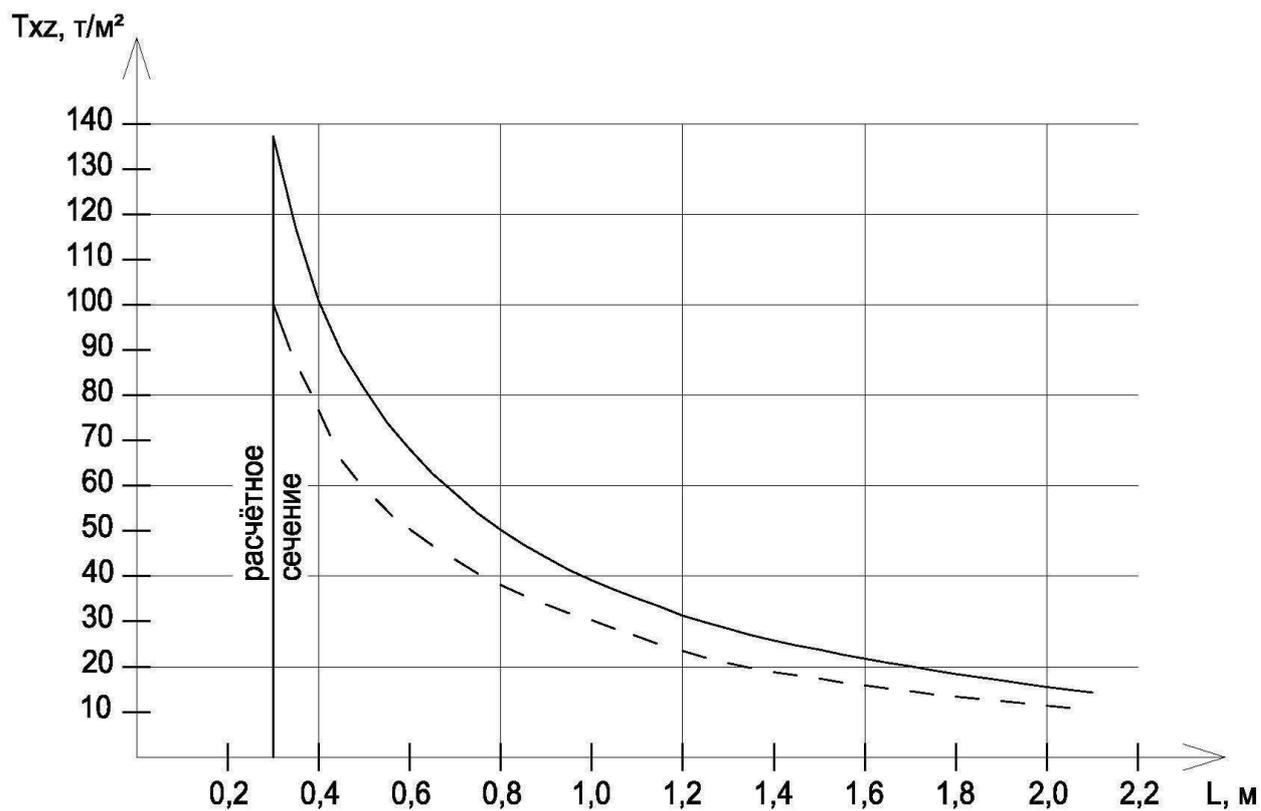


Рисунок 2.16. Эпюра напряжений  $T_{xz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №2

--- эталонная эпюра напряжений

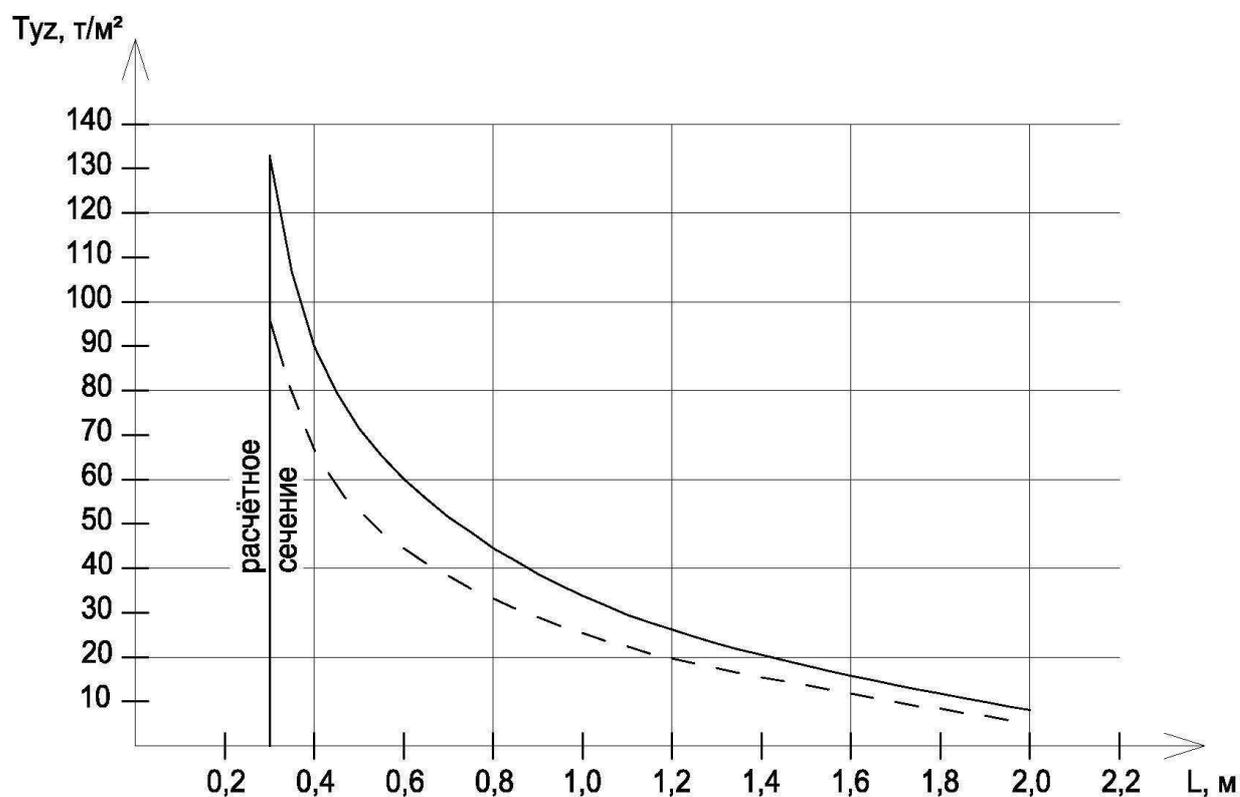


Рисунок 2.17. Эпюра напряжений  $T_{uz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №2

--- эталонная эпюра напряжений

Эпюры напряжений совмещены с эталонными эпюрами. В расчётном сечении значения превышают допустимые значение, полученные в разделе 2.5.3 на 37-38% (рис.2.16 и рис.2.17). Это означает, что бетон в расчётном сечении не может воспринять приходящуюся на него нагрузку и, следовательно, требуется дополнительное армирование узла сопряжения колонны и плиты перекрытия.

В разделах 2.5.5-2.5.7 предложено несколько вариантов дополнительного армирования узла с использованием жёсткой арматуры. По результатам сравнительного анализа выбрано дополнительное армирование узла.

### 2.5.5. Определение напряжений в узле с жёсткой арматурой при действии заданной нагрузки. Вариант №1

В этом разделе рассмотрен вариант с введением в узел одного двутавра №14, расположенного в направлении большего пролёта, в качестве жёсткой арматуры. В качестве расчетной модели выступает модель №3. Фрагмент модели №3 представлен на рис.2.18. Ось стенки двутавра совпадает с осью колонны.

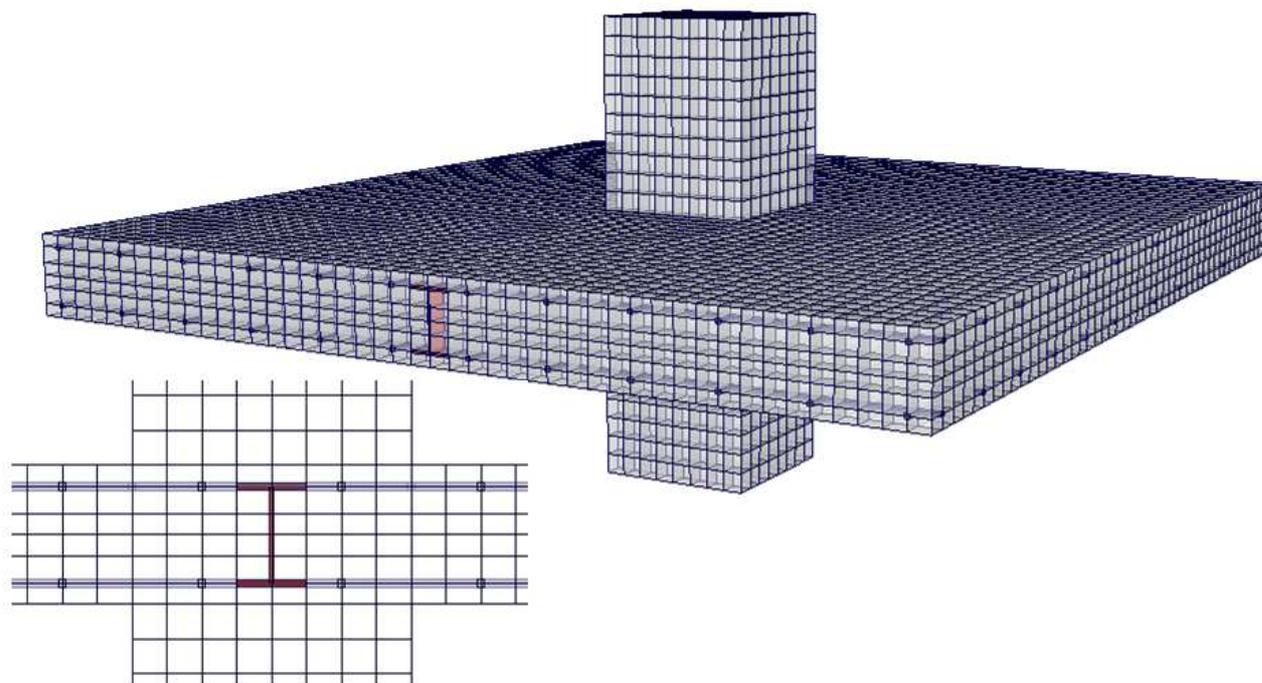


Рисунок 2.18. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жёсткой арматуры в виде одного двутавра №14

По результатам расчета получены поля напряжений, возникающие в узле сопряжения колонны и плиты перекрытия.

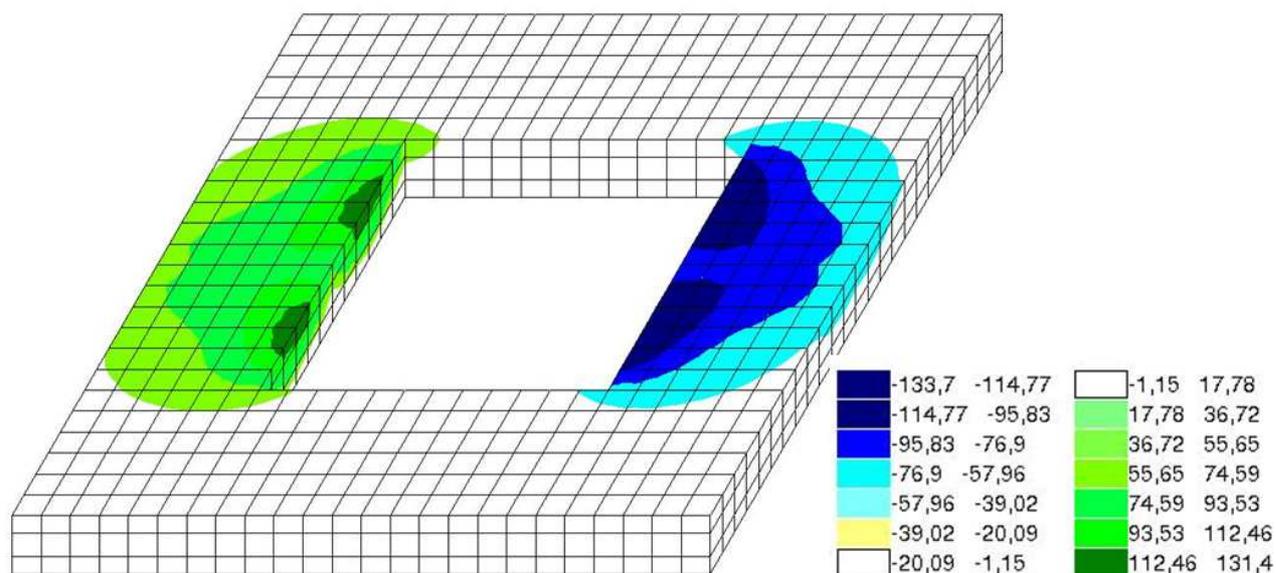


Рисунок 2.19. Напряжения  $T_{xz}$  в расчетном сечении на расстоянии  $h_0/2$  от грани колонны

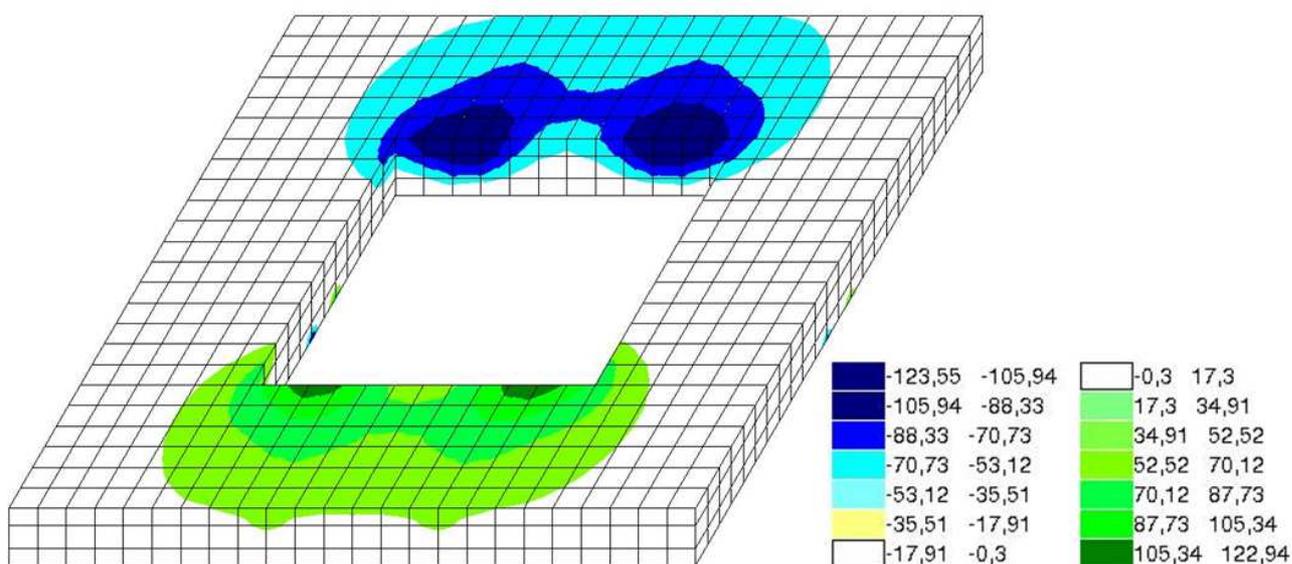


Рисунок 2.20. Напряжения  $T_{uz}$  в расчетном сечении на расстоянии  $h_0/2$  от грани колонны

На рис.2.19 и рис.2.20 напряжения показаны в срединном слое плиты, где они имеют наибольшие значения по толщине плиты.

В соответствии с полями напряжений, представленными на рис.2.19 и рис.2.20 построены эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{uz}$  для наиболее нагруженного сечения, то есть для сечения, отстоящего от оси колонны на 200 мм. Графики представлены на рис.2.21 и рис.2.22.

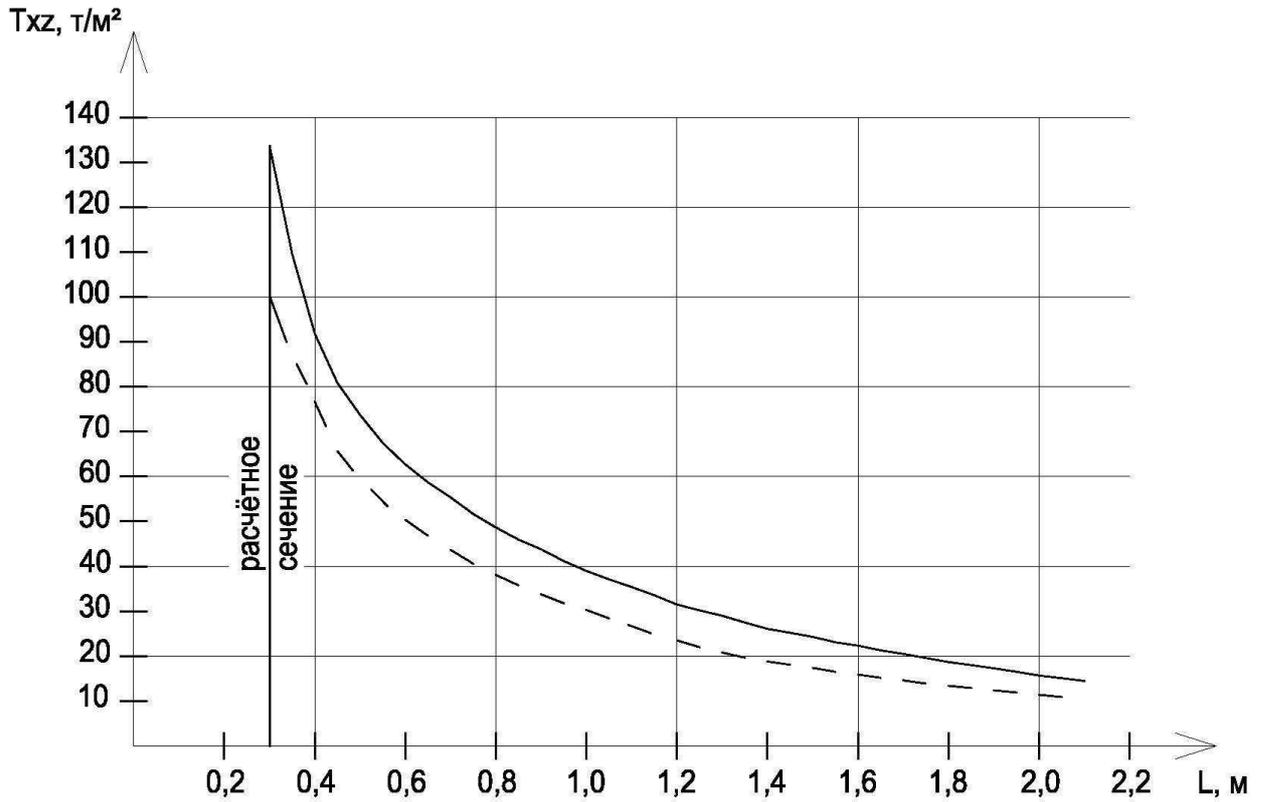


Рисунок 2.21. Эпюра напряжений  $T_{xz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №3

--- эталонная эпюра напряжений

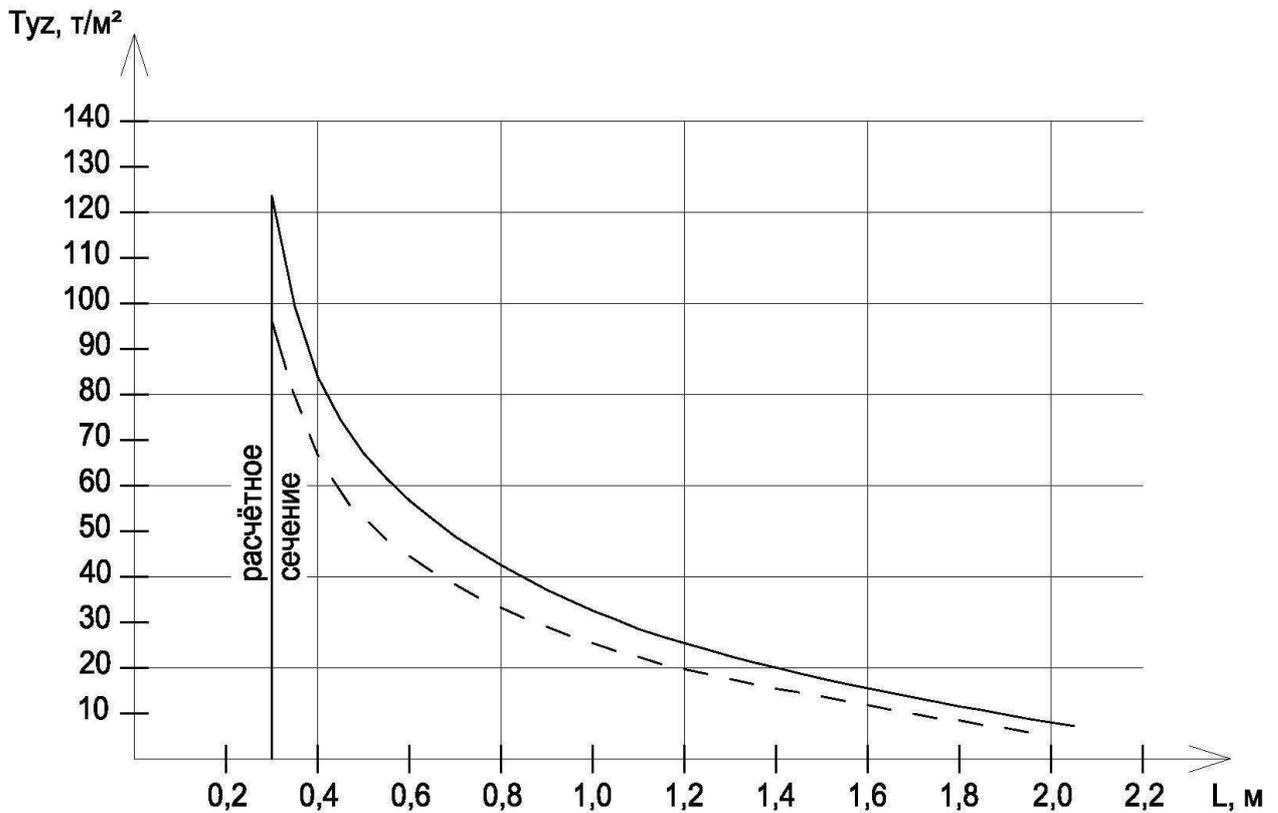


Рисунок 2.22. Эпюра напряжений  $T_{yz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №3

--- эталонная эпюра напряжений

Эпюры напряжений совмещены с эталонными эпюрами. При введении в узел жёсткой арматуры в виде одного двутавра в расчетном сечении значения напряжений ниже, чем без неё на 3-8%, но превышают допустимые значения, полученные в разделе 2.5.3 на 29-33% (рис.2.21 и рис.2.22). Это означает, что одного двутавра не достаточно для восприятия нагрузки, приходящейся в узел.

### 2.5.6. Определение напряжений в узле с жёсткой арматурой при действии заданной нагрузки. Вариант №2

В этом разделе рассмотрен вариант с введением в узел двух швеллеров №14, расположенных в направлении большого пролёта, в качестве жёсткой арматуры. В качестве расчётной модели выступает модель №4. Фрагмент модели №4 представлен на рис.2.23. Оси стенок швеллеров смещены симметрично от оси колонны на расстояние равное 200 мм.

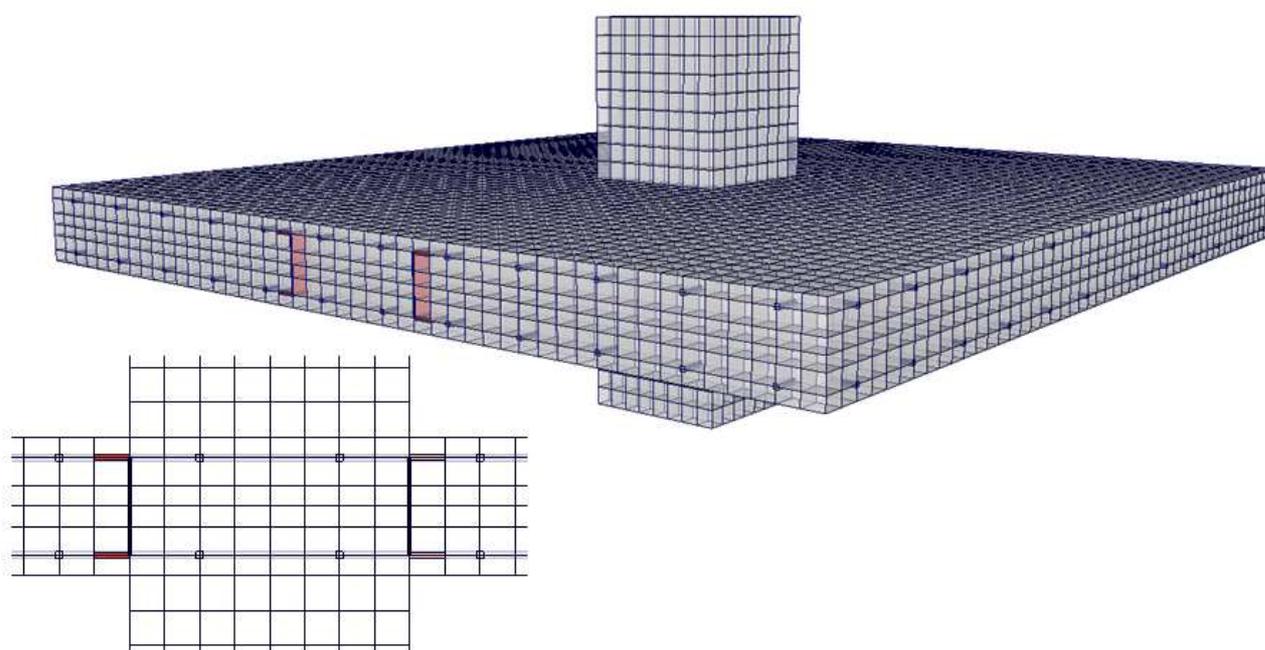


Рисунок 2.23. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жесткой арматуры в виде двух швеллеров №14

По результатам расчёта получены поля напряжений, возникающие в узле сопряжения колонны и плиты перекрытия.

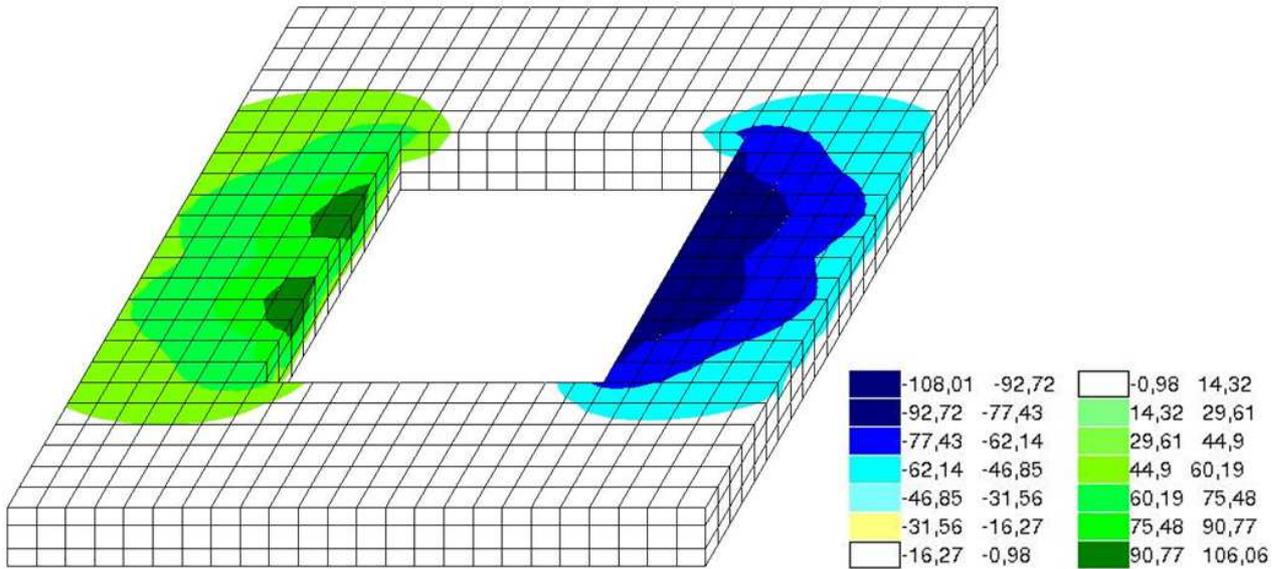


Рисунок 2.24. Напряжения  $T_{xz}$  в расчетном сечении на расстоянии  $h_0/2$  от грани колонны

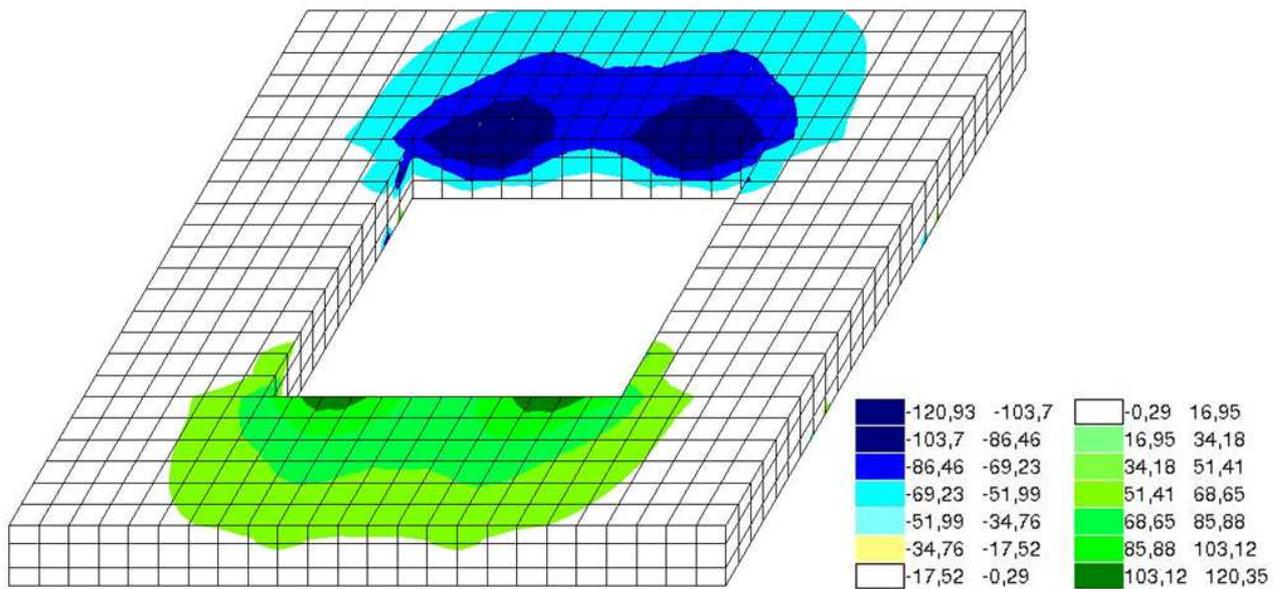


Рисунок 2.25. Напряжения  $T_{uz}$  в расчетном сечении на расстоянии  $h_0/2$  от грани колонны

На рис.2.24 и рис.2.25 напряжения показаны в срединном слое плиты, где они имеют наибольшие значения по толщине плиты.

В соответствии с полями напряжений, представленными на рис.2.24 и рис.2.25, построены эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{uz}$  для наиболее нагруженных сечений, то есть для сечения, отстоящего от оси колонны на 200 мм, в направлении меньшего пролёта и сечения, отстоящего от оси колонны на 150 мм, в направлении большего пролёта. Эпюры представлены на рис.2.26 и рис.2.27.

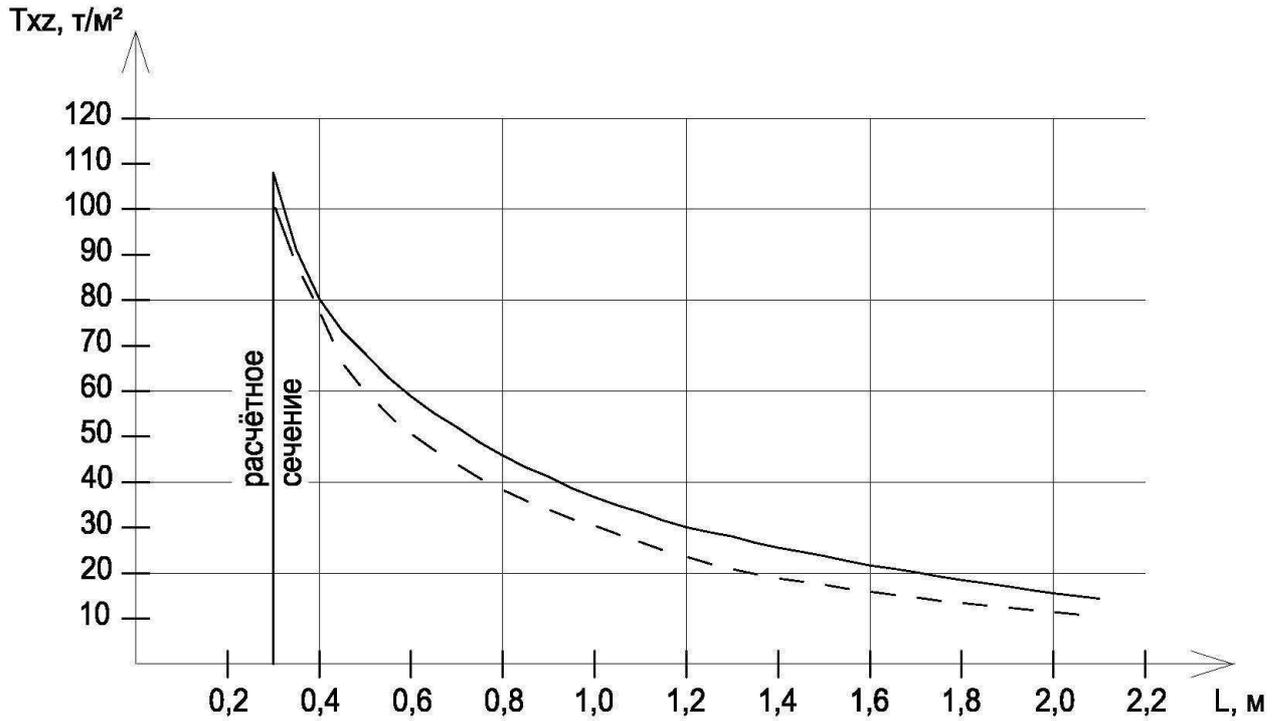


Рисунок 2.26. Эпюра напряжений  $T_{xz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №4  
 - - - эталонная эпюра напряжений

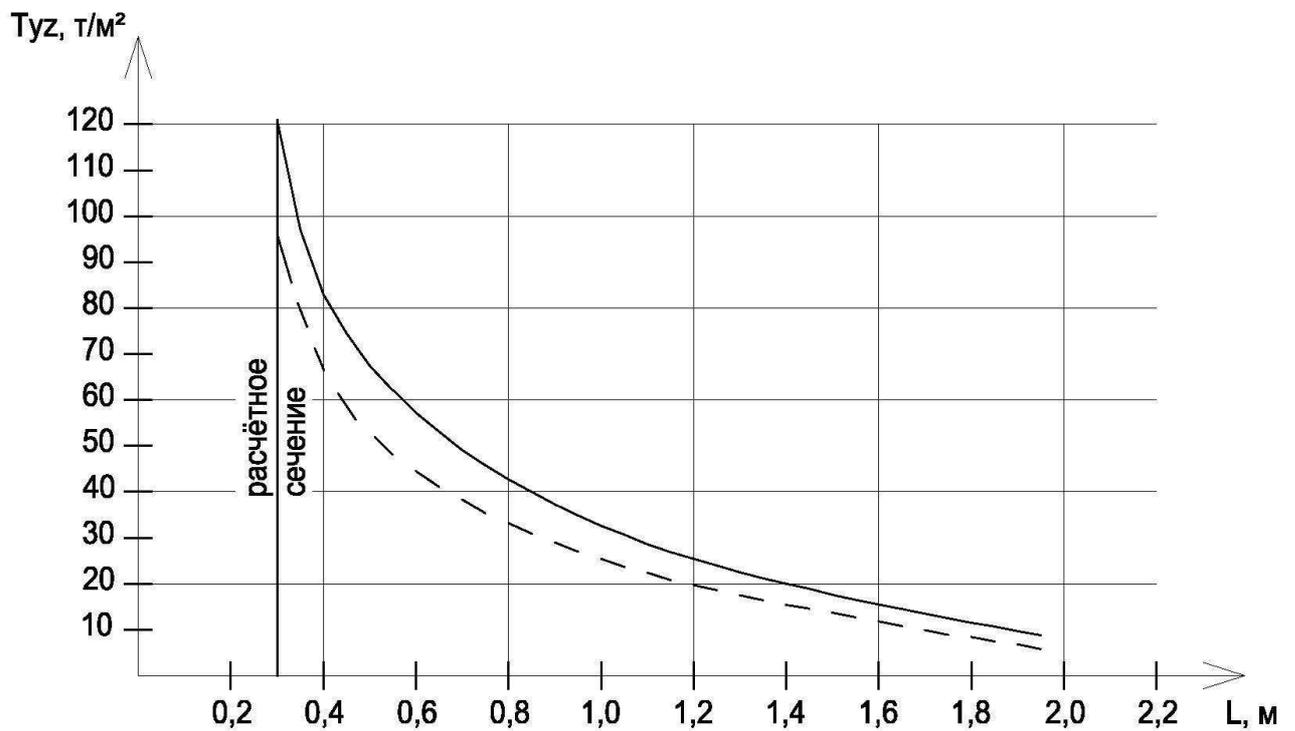


Рисунок 2.27. Эпюра напряжений  $T_{uz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №4  
 - - - эталонная эпюра напряжений

Эпюры напряжений совмещены с эталонными эпюрами. При введении жёсткой арматуры в виде двух швеллеров, в расчётном сечении значения напряжений  $T_{xz}$  заметно снижаются и превышают допустимые значения всего на 8% (рис.2.26). Значения напряжений  $T_{yz}$  (рис.2.27) превышают допустимые значения на 26%. Это означает, что необходима установка дополнительного армирования в двух направлениях для восприятия нагрузки, приходящейся в узел.

### 2.5.7. Определение напряжений в узле с жёсткой арматурой при действии заданной нагрузки. Вариант №3

В этом разделе рассмотрен вариант дополнительного армирования с введением в узел четырёх пластин толщиной 5 мм и высотой 140 мм, расположенных парами по двум взаимоперпендикулярным направлениям, в качестве жёсткой арматуры. В качестве расчётной модели выступает модель №5. Фрагмент модели №5 представлен на рис.2.28. Оси пластин смещены симметрично от оси колонны на расстояние равное 200 мм.

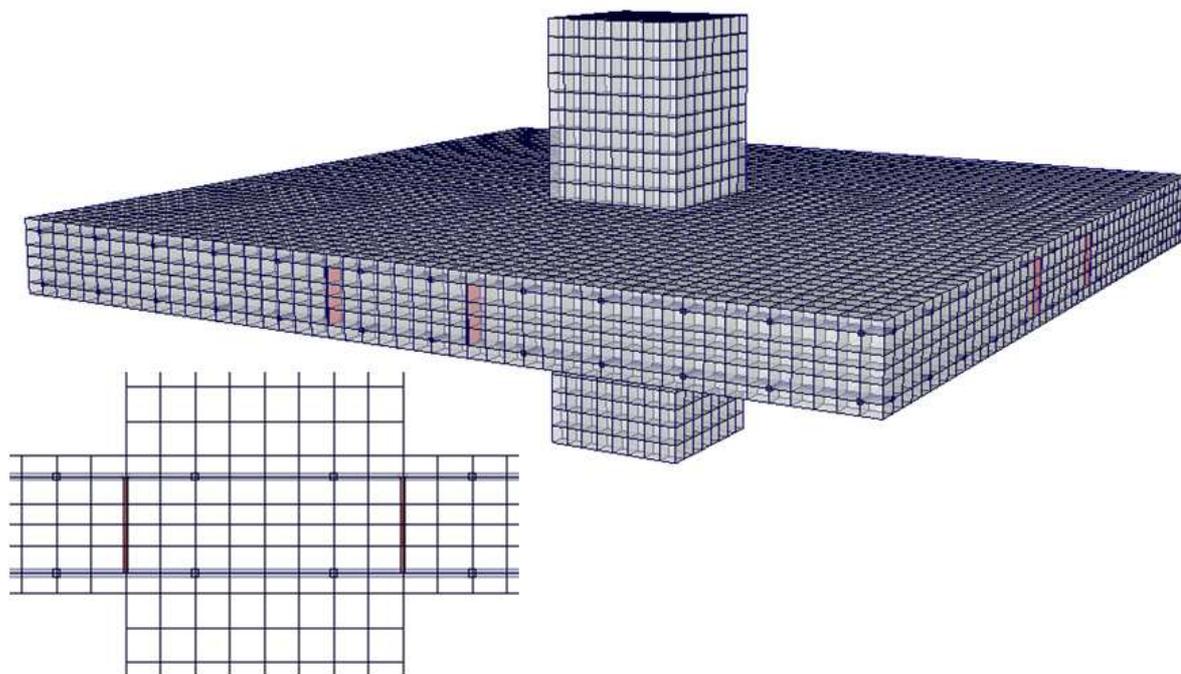


Рисунок 2.28. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жесткой арматуры в виде четырех пластин

По результатам расчета получены поля напряжений, возникающие в узле сопряжения колонны и плиты перекрытия.

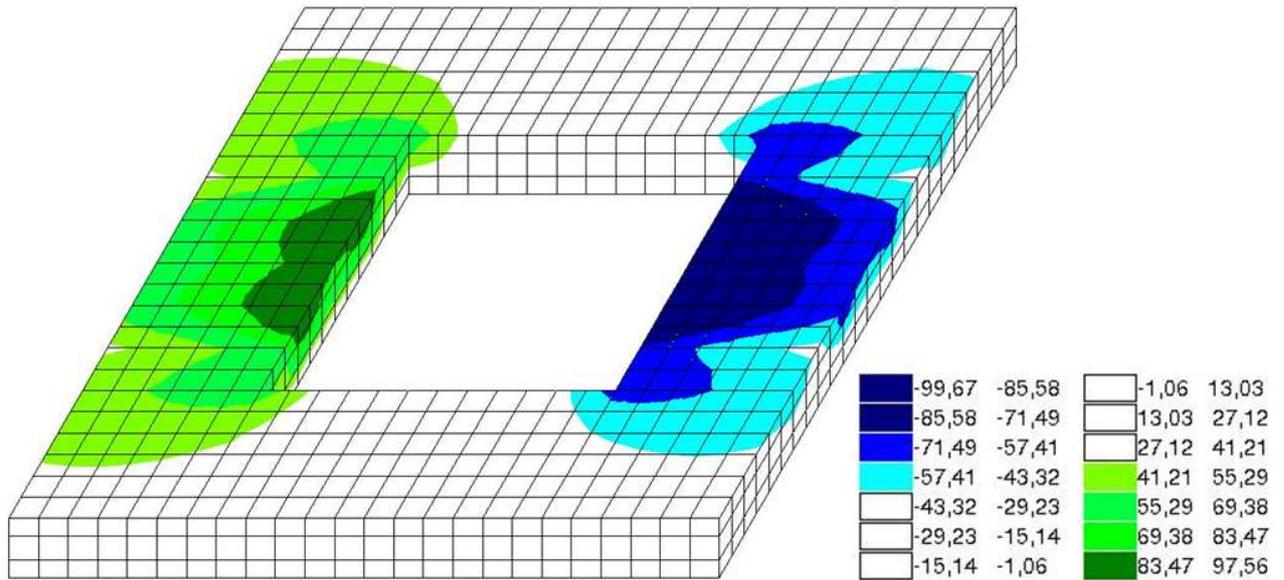


Рисунок 2.29. Напряжения  $T_{xz}$  в расчетном сечении на расстоянии  $h_0/2$  от грани колонны

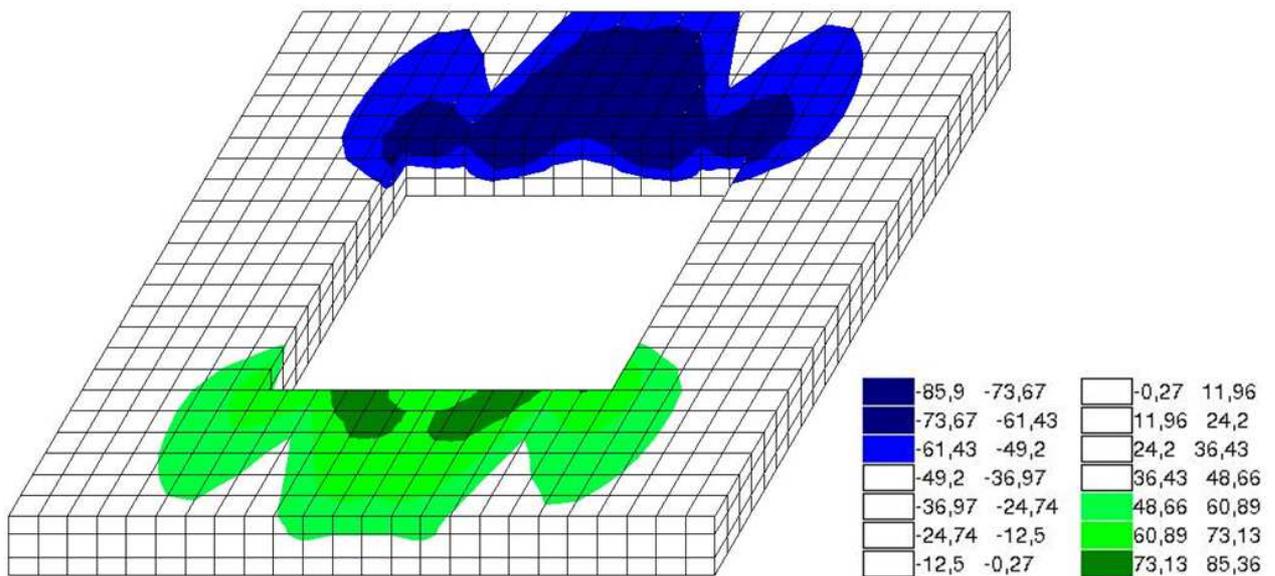


Рисунок 2.30. Напряжения  $T_{yz}$  в расчетном сечении на расстоянии  $h_0/2$  от грани колонны

На рис.2.29 и рис.2.30 напряжения показаны в срединном слое плиты, где они имеют наибольшие значения по толщине плиты.

В соответствии с полями напряжений, представленными на рис.2.29 и рис.2.30, построены эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{yz}$  для наиболее нагруженного сечения, то есть для сечения, отстоящего от оси колонны на 150 мм. Эпюры представлены на рис.2.31 и рис.2.32.

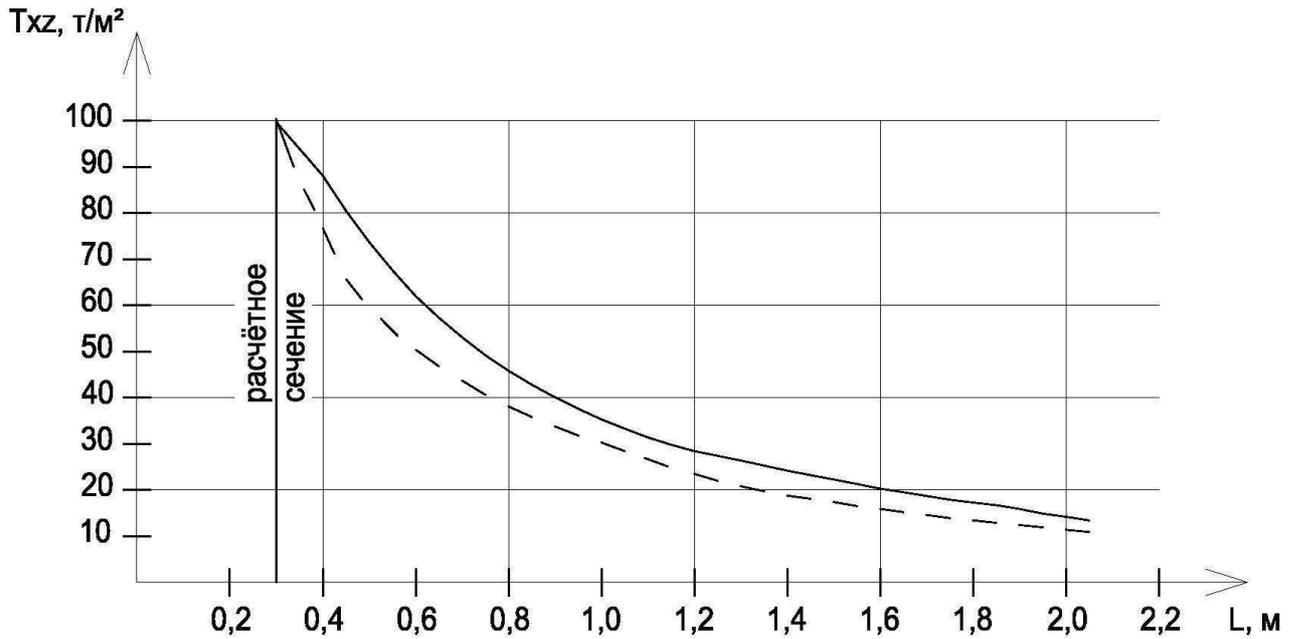


Рисунок 2.31. Эпюра напряжений  $T_{xz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №5  
 - - - эталонная эпюра напряжений

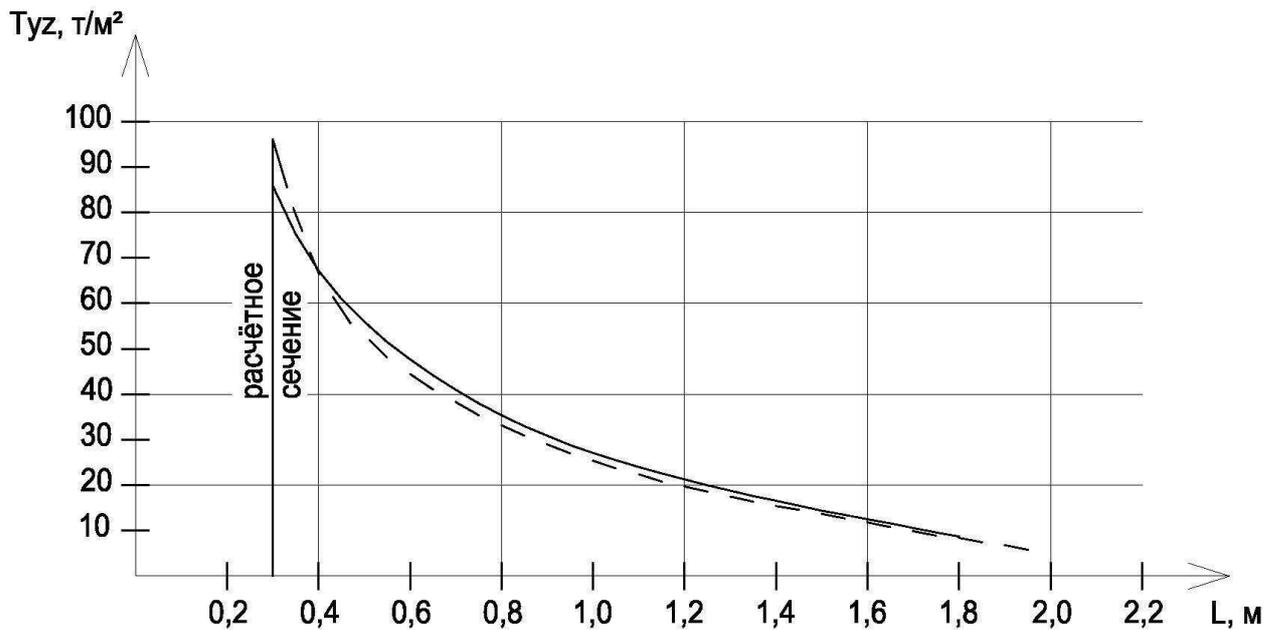


Рисунок 2.32. Эпюра напряжений  $T_{yz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №5  
 - - - эталонная эпюра напряжений

Эпюры напряжений совмещены с эталонными эпюрами. За счёт введения в узел четырёх пластин в качестве жёсткой арматуры, в расчетном сечении максимальных значения напряжений не превышают допустимых значений (рис.2.31 и рис.2.32). Такого дополнительного армирования достаточно для восприятия усилий в узле.

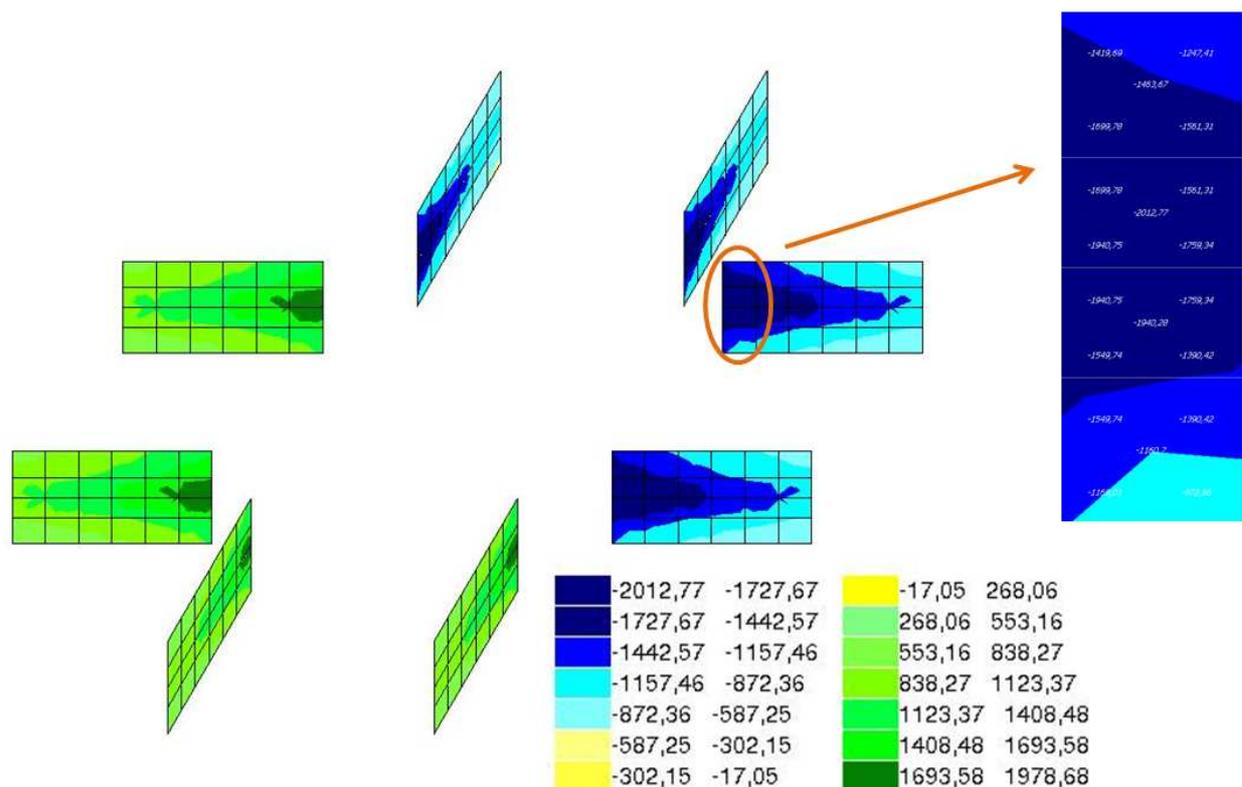


Рисунок 2.33. Касательные напряжения, возникающие в пластинах, в расчетном сечении,  $\text{т/м}^2$

Значения напряжений в пластинах (рис.2.33) в расчетном сечении не превышают 10% от расчетного сопротивления металла  $R_y = 24500 \text{ т/м}^2$ . Однако при уменьшении толщины пластин происходит снижение жёсткости конструкции, что приводит к значительному увеличению напряжений в бетоне.

Следовательно, такой вариант установки жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны с плоской плитой перекрытия обеспечивает исключение продавливания.

## 2.5.8. Анализ полученных результатов

Анализ полученных результатов проведён в табличной форме (табл.2.2).

Таблица 2.2. Результаты расчёта моделей

Дополнительное армирование	Максимальное значение $T_{xz}$ , $\text{т/м}^2$	Максимальное значение $T_{yz}$ , $\text{т/м}^2$
Допустимые значения	100,27	96,13
Без дополнительного армирования	137,30	132,92
Один двутавр №14	133,70	123,55
Два швеллера №14	108,01	120,93
Четыре пластины высотой 140 мм	99,67	85,90

По данным представленным в таблице 2.2 можно сделать следующие выводы:

- без учёта жёсткой арматуры значения напряжений в бетоне в расчетном сечении превышают допустимые значения на 37-38%;
- при введении в узел жёсткой арматуры в виде одного двутавра №14 значения напряжений в расчетном сечении ниже на 3-8%, т.е. превышают допустимые значения на 29-33%. Очевидно, что одного двутавра не достаточно для восприятия нагрузки приходящейся в узел;
- при введении в узел жёсткой арматуры в виде двух швеллеров №14 значения напряжений  $T_{xz}$  в расчетном сечении заметно снижаются и превышают допустимые значения на 8%. Значения напряжений  $T_{yz}$  превышают допустимые значения на 26%. Необходима установка жесткой арматуры в двух направлениях;
- при введении в узел четырёх пластин, расположенных парами по двум взаимоперпендикулярным направлениям, моделирующих жёсткую арматуру, значения напряжений  $T_{xz}$  в бетоне в расчетном сечении ниже допустимых значений на 1%. Значения напряжений  $T_{yz}$  - ниже на 12%;

Проведён сравнительный анализ полученных результатов, на основании которых можно сделать следующие выводы:

- при введении в узел четырёх пластин, расположенных парами по двум взаимоперпендикулярным направлениям, моделирующих жёсткую арматуру, значения напряжений в бетоне в расчетном сечении не превышают допустимых значений;
- при введении в узел четырёх пластин, расположенных парами по двум взаимоперпендикулярным направлениям, моделирующих жёсткую арматуру, значения напряжений, возникающих в металле, не превышают 10% от расчётного сопротивления металла  $R_y$ ;
- последний вариант расположения жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны с плоской плитой в монолитном здании каркасного типа исключает продавливание плиты.

## 2.6. Определение геометрических параметров зоны дополнительного армирования

При введении в узел жёсткой арматуры изменяется контур расчетного сечения, по которому возможно продавливание. В этом разделе определен новый контур расчетного сечения. А также получена зависимость минимальной длины элементов жёсткой арматуры от усилия, действующего в узле.

### 2.6.1. Определение границ зоны теоретического обрушения. Расчет плиты на продавливание

#### 2.6.1.1. Основные положения расчёта

При введении в узел жёсткой арматуры в виде четырёх пластин контур расчётного сечения, по которому возможно продавливание, имеет вид, представленный на рис.2.34.

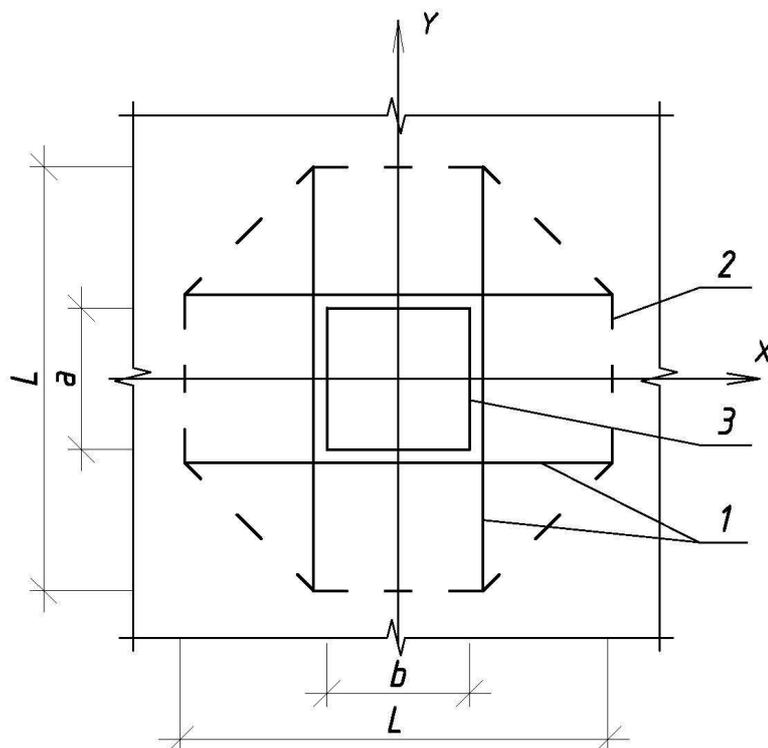


Рисунок 2.34. Схема для расчёта железобетонных элементов с жёсткой арматурой на продавливание

- 1 –элементы жёсткой арматуры;
- 2 – контур расчётного поперечного сечения;
- 3 – контур площадки приложения нагрузки

Для определения требуемой длины элементов жёсткой арматуры вводится допущение, что колонна имеет квадратное сечение. Периметр контура расчетного сечения или зоны теоретического обрушения  $u'$  определяется по формуле:

$$u' = 4 \cdot \sqrt{2 \left( \frac{L-a}{2} \right)^2} + 4 \cdot a \quad (2.8)$$

где:

$L$  – длина элементов жёсткой арматуры;

$a$  – размер стороны квадратной колонны.

Из формул (2.2) и (2.3) следует, что предельное усилие, воспринимаемое бетоном  $F'_{b\text{ ult}}$ , зависит от  $u'$ :

$$F'_{b\text{ ult}} = R_{bt} h_0 u' \quad (2.9)$$

По СП [26] значение сосредоточенной силы  $F$  от внешней нагрузки не должно превышать  $F'_{b\text{ ult}}$ :

$$F \leq F'_{b\text{ ult}} \quad (2.10)$$

Подставляя в формулу (2.9) значение  $u'$  из формулы (2.8), определяется зависимость  $F'_{b\text{ ult}}$  от длины стержней жёсткой арматуры  $L$ :

$$F'_{b\text{ ult}} = R_{bt} \cdot h_0 \cdot \left( 4 \cdot \sqrt{2 \left( \frac{L-a}{2} \right)^2} + 4 \cdot a \right) = 4 \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot \left( \sqrt{2} \cdot \frac{L-a}{2} + a \right)$$

$$F'_{b\text{ ult}} = 2 \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot (\sqrt{2} \cdot L - \sqrt{2} \cdot a + 2a) \quad (2.11)$$

Методом математических преобразований получена зависимость  $L$  от  $F'_{b\text{ ult}}$ :

$$\sqrt{2} \cdot L - \sqrt{2} \cdot a + 2a = \frac{F'_{b\text{ ult}}}{2 \cdot R_{bt} \cdot h_0}$$

$$\sqrt{2} \cdot L = \frac{F'_{b\text{ ult}}}{2 \cdot R_{bt} \cdot h_0} + \sqrt{2} \cdot a - 2a$$

$$L = \frac{F'_{b\text{ ult}}}{2\sqrt{2} \cdot R_{bt} \cdot h_0} + a - \sqrt{2} \cdot a$$

$$L = \frac{F'_{b\text{ult}}}{2,83 \cdot R_{bt} \cdot h_0} - 0,41 \cdot a \quad (2.12)$$

Допустим, что в новом расчётном сечении вся нагрузка, приходящаяся в узел, воспринимается бетоном:

$$F = F'_{b\text{ult}} \quad (2.13)$$

Тогда зависимость (2.12) будет иметь вид:

$$L = \frac{F}{2,83 \cdot R_{bt} \cdot h_0} - 0,41 \cdot a \quad (2.14)$$

В полученной формуле  $L$  – это теоретически минимальная длина элементов жёсткой арматуры, при которой обеспечивается исключение продавливания. Но фактически эта величина должна быть увеличена на длину анкеровки пластин.

### 2.6.1.2. Расчёт длины элементов жёсткой арматуры для рассматриваемой задачи

Произведён расчёт теоретически минимальной длины элементов жёсткой арматуры для рассматриваемой модели здания. На рис.2.34 представлен контур расчетного сечения при введении в узел дополнительного армирования, представляющего собой четыре пластины, расположенные парами по двум взаимоперпендикулярным направлениям. В исследуемом здании колонны имеют квадратное сечение, размер стороны колонны составляет 400 мм. Сосредоточенная сила от внешней нагрузки  $F = 42,2$  т.

Подставляя заданные значения в формулу (2.14), полученную в разделе 2.6.1.1, вычислено значение  $L$ :

$$L = \frac{42,2}{2,83 \cdot 90 \cdot 0,168} - 0,41 \cdot 0,4 = 0,986 - 0,164 = 0,822 \text{ м}$$

Значение  $L$  округляется в большую сторону. Принимается  $L = 0,9$  м.

Для проверки адекватности полученного значения, а также для определения длины анкеровки пластин проводятся расчеты в ПК SCAD.

## 2.6.2. Проверка длины элементов жёсткой арматуры в узле средствами ПК SCAD

### 2.6.2.1. Проверка напряжений в новом расчётном сечении

Во всех расчетных моделях, в том числе и в модели №5, длина элементов жёсткой арматуры принята заведомо большей.

Анализ результатов расчёта модели №5 показал, что в новом расчетном сечении напряжения  $T_{xz}$  и  $T_{yz}$  (рис.2.35-рис.2.38) не превышают допустимых значений.

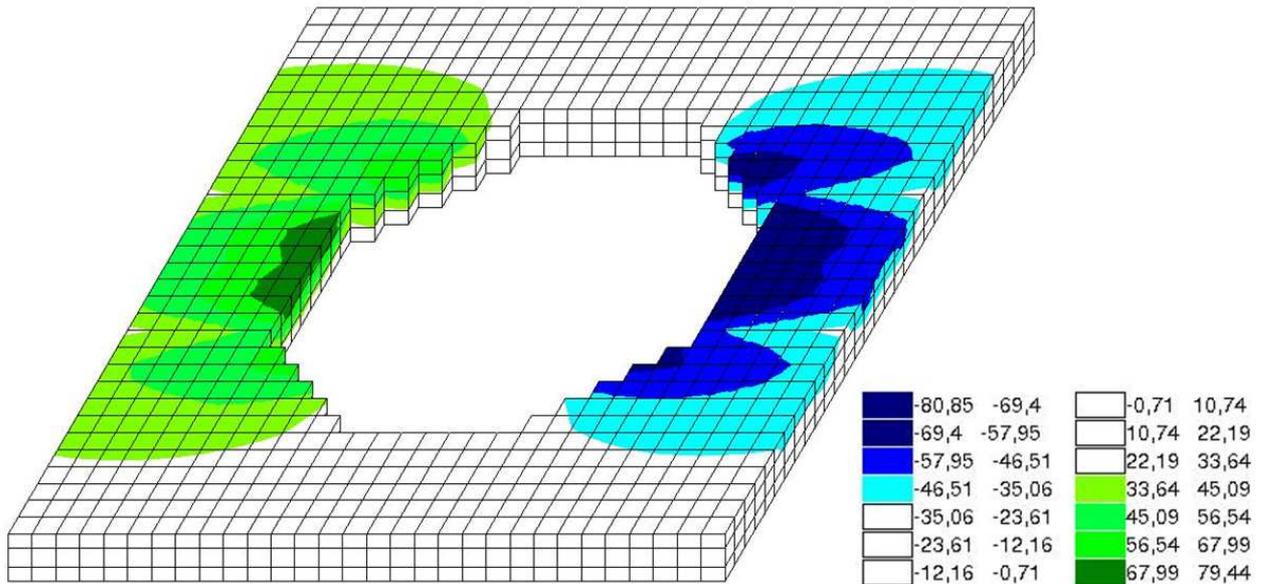


Рисунок 2.35. Напряжения  $T_{xz}$  в расчетном сечении

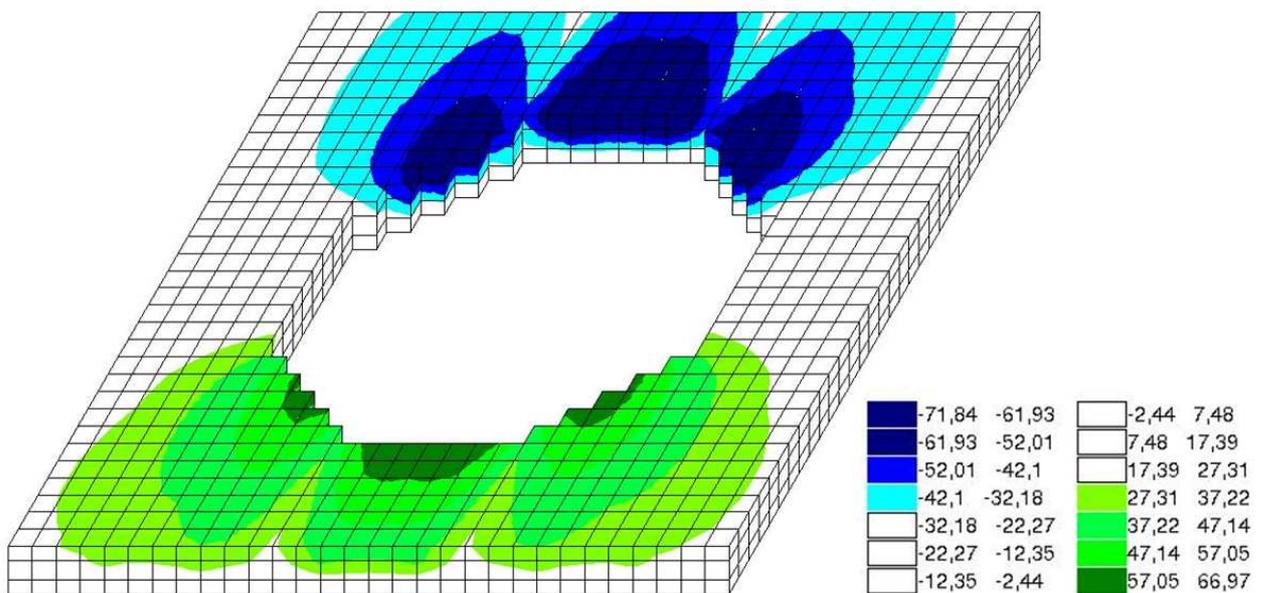


Рисунок 2.36. Напряжения  $T_{yz}$  в расчетном сечении

На рис.2.35 и рис.2.36 напряжения показаны в срединном слое плиты, где они имеют наибольшие значения по толщине плиты.

В соответствии с полями напряжений, представленными на рис.2.35 и рис.2.36 построены эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{yz}$  для наиболее нагруженного сечения, то

есть для сечения, отстоящего от оси колонны на 150 мм. Эпюры представлены на рис.2.37 и рис.2.38.

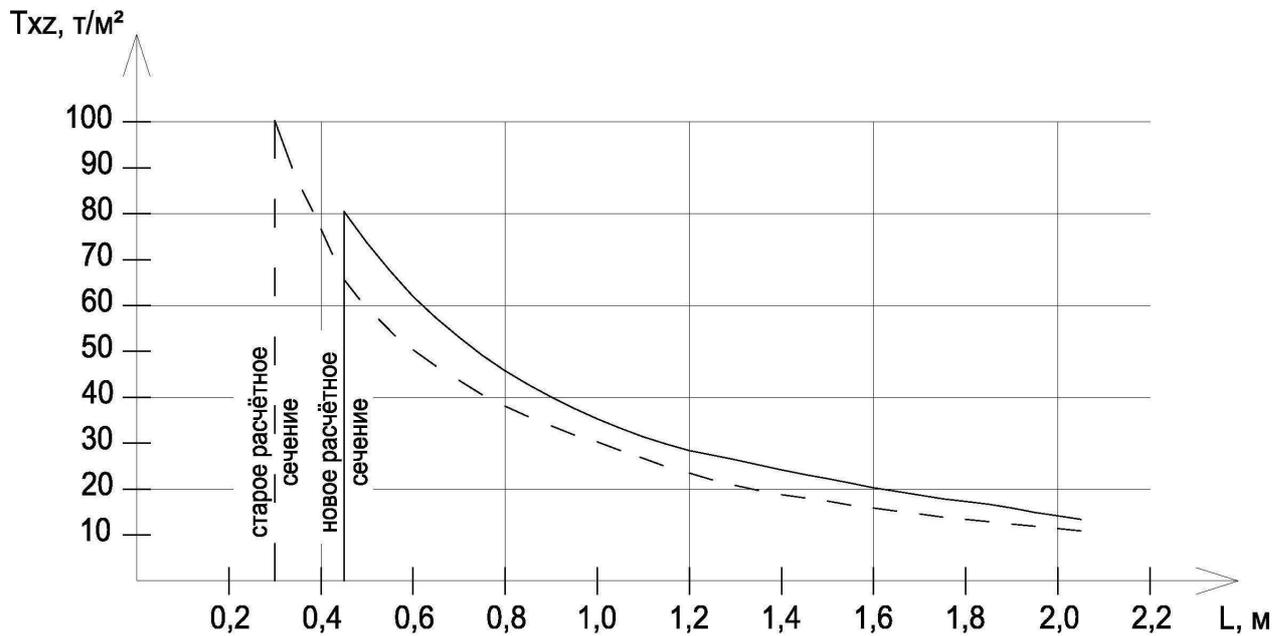


Рисунок 2.37. Эпюра напряжений  $T_{xz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №5  
 - - - эталонная эпюра напряжений

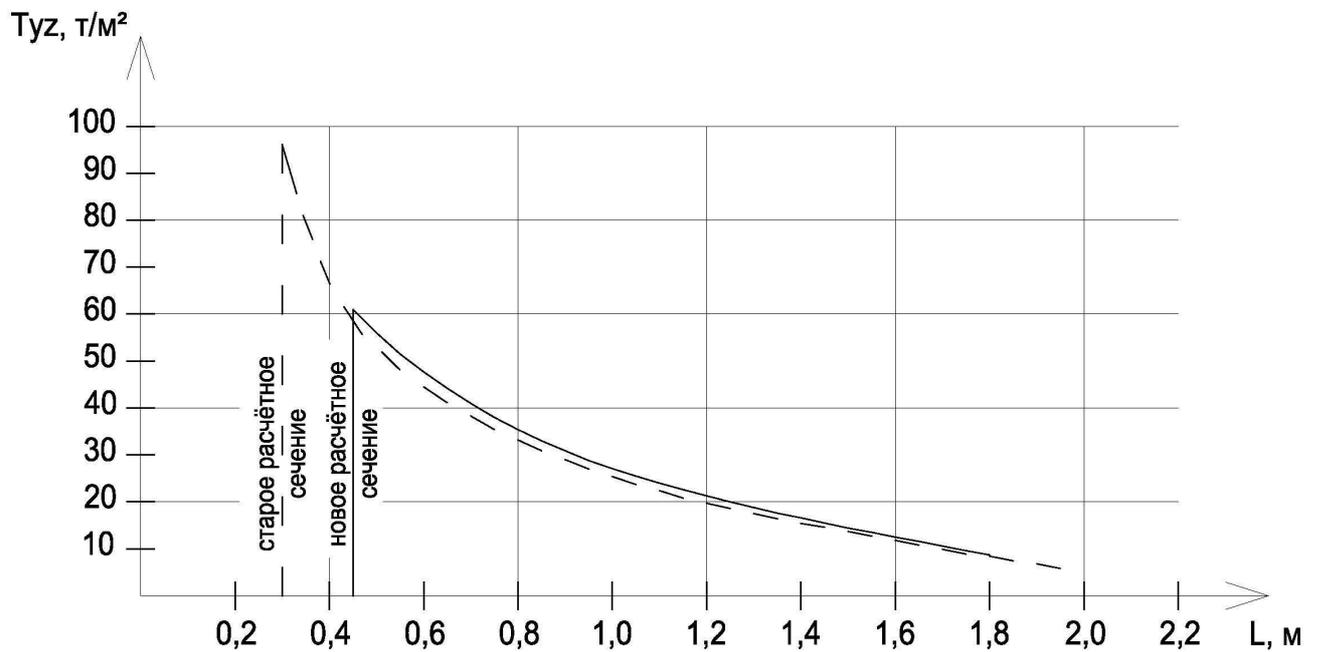


Рисунок 2.38. Эпюра напряжений  $T_{uz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №5  
 - - - эталонная эпюра напряжений

## 2.6.2.2. Определение напряжений, возникающих в бетоне в местах обрыва элементов жёсткой арматуры

Поскольку введение пластин заведомо большой длины не рационально с экономической точки зрения, необходимо проверить минимальную длину пластин, при которой исключается разрушение узла. Для этого проводятся расчеты в ПК SCAD. Формируются дополнительные расчётные модели с разной длиной элементов жёсткой арматуры. Первая рассмотренная модель имеет длину элементов жёсткой арматуры, равную теоретически минимальному значению  $L = 0,9$  м. Во всех моделях длина элементов в обоих направлениях одинакова. От модели к модели эта величина изменяется на толщину плиты  $h = 200$  мм.

По результатам расчета этой модели получены поля напряжений, возникающие в узле сопряжения колонны и плиты перекрытия.

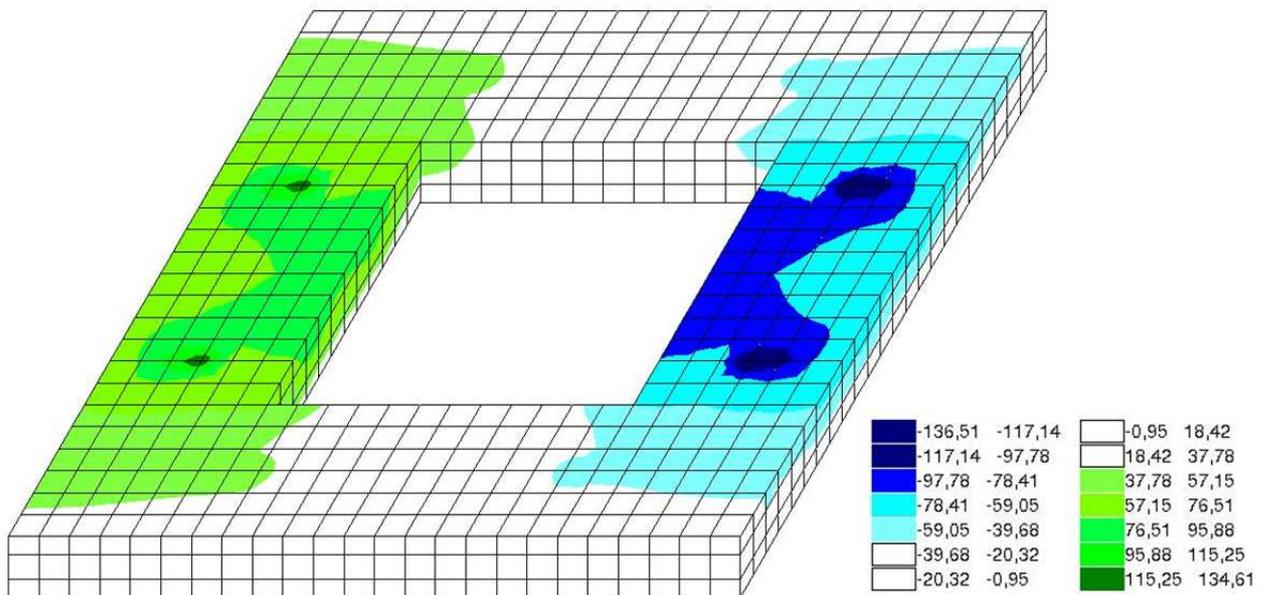


Рисунок 2.39. Напряжения  $T_{xz}$  в бетоне в зоне расположения жёсткой арматуры

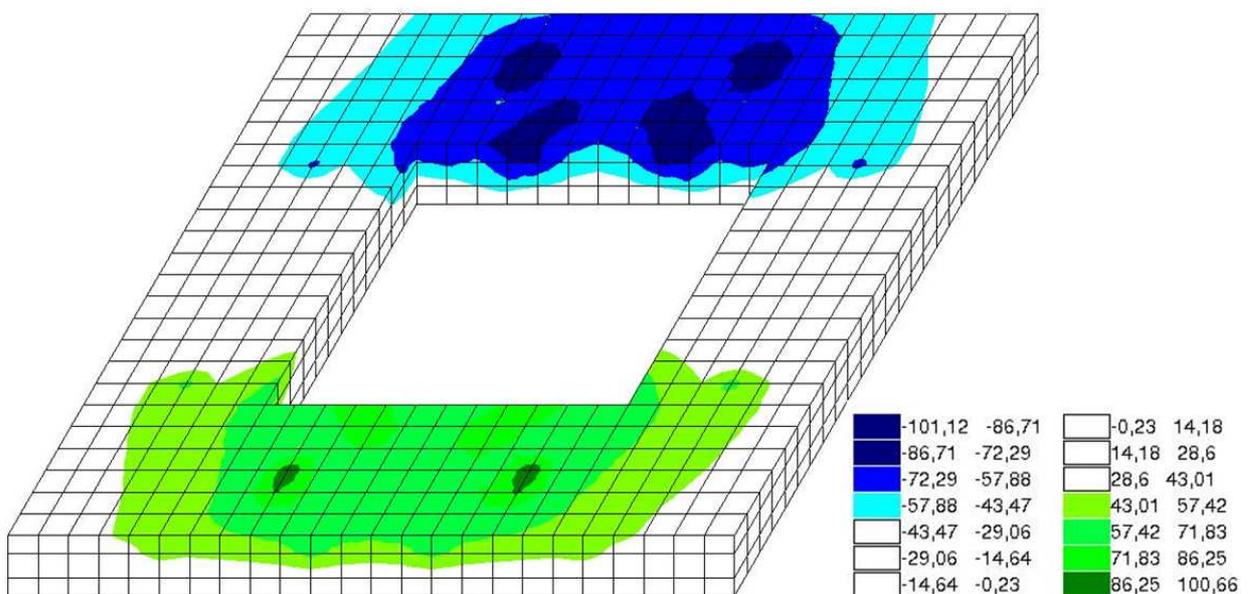


Рисунок 2.40. Напряжения  $T_{yz}$  в бетоне в зоне расположения жёсткой арматуры

На рис.2.39 и рис.2.40 напряжения показаны в срединном слое плиты, где они имеют наибольшие значения по толщине плиты.

В соответствии с полями напряжений, представленными на рис.2.39 и рис.2.40, построены эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{yz}$  для сечений, в которых расположены пластины вдоль большего и вдоль меньшего пролётов. Эпюры представлены на рис.2.41 и рис.2.42.

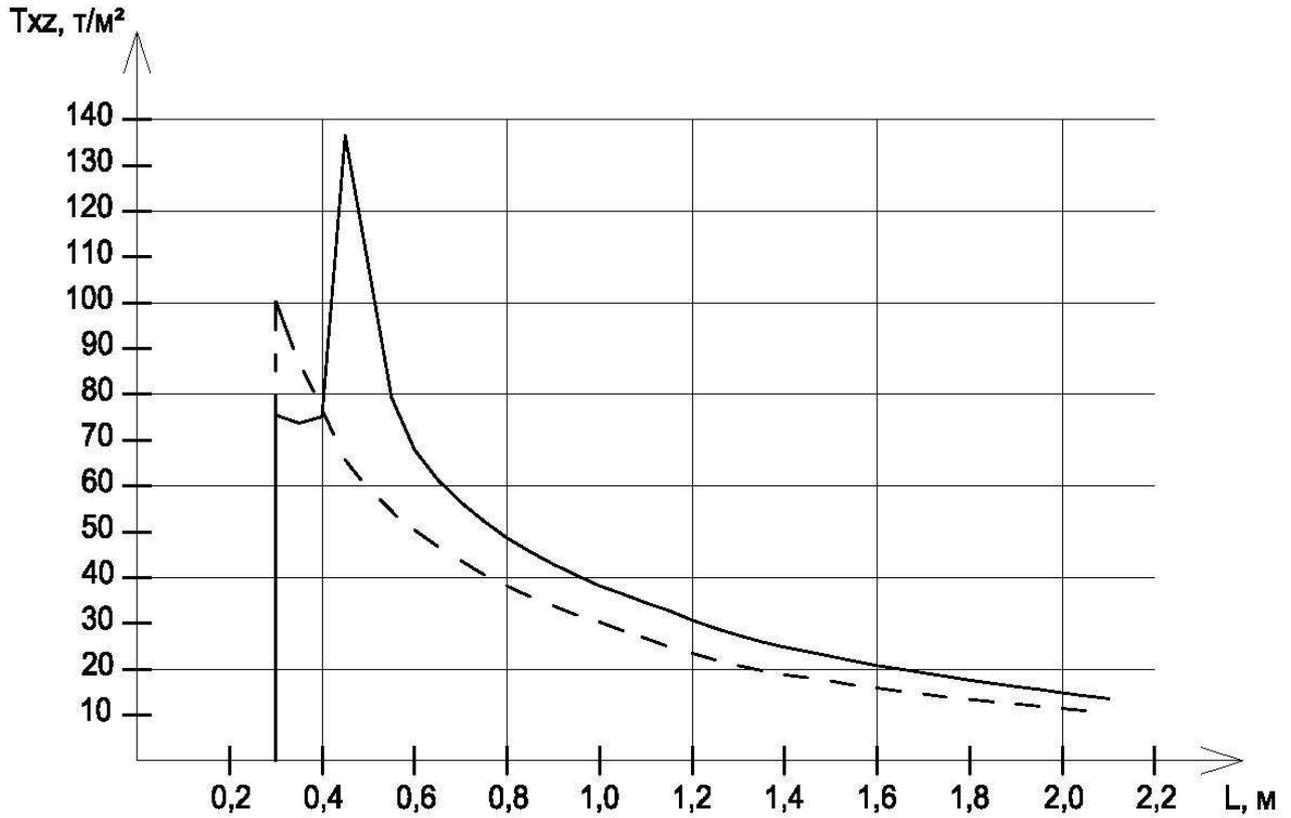


Рисунок 2.41. Эпюра напряжений  $T_{xz}$  в наиболее нагруженном сечении  
 — эпюра напряжений в модели №5 с пластинами длиной  $L$   
 - - - эталонная эпюра напряжений

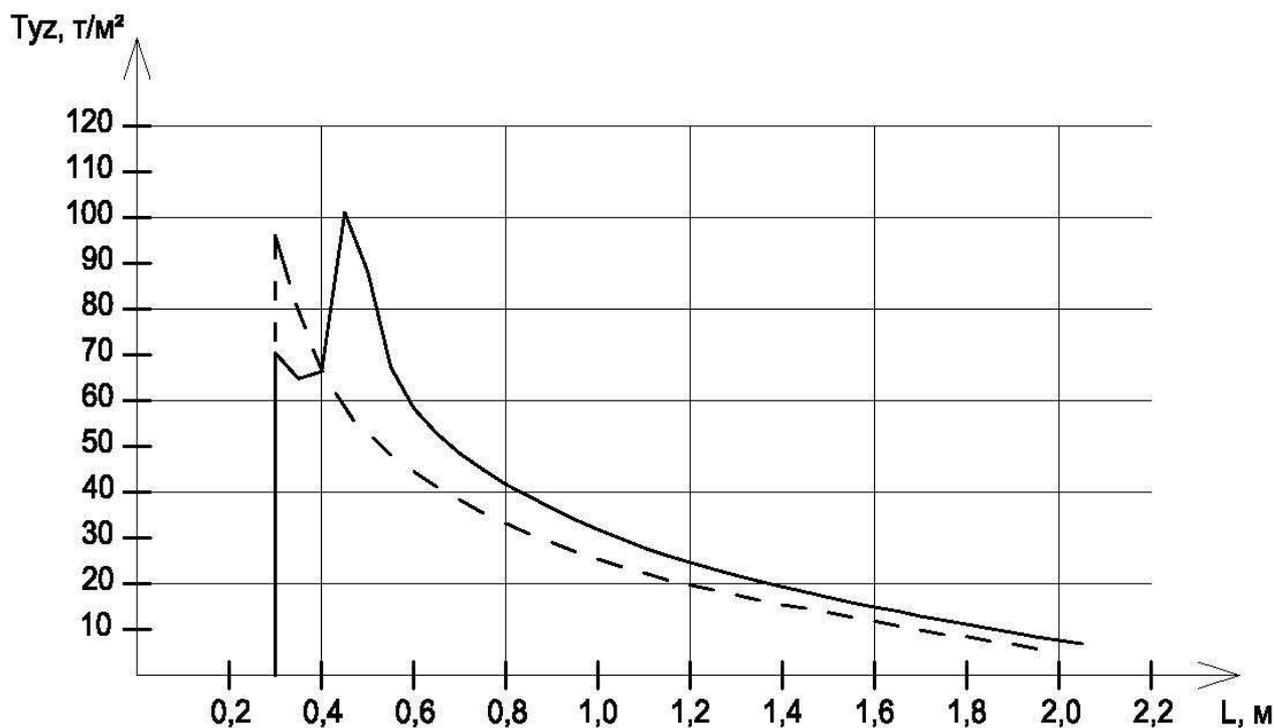
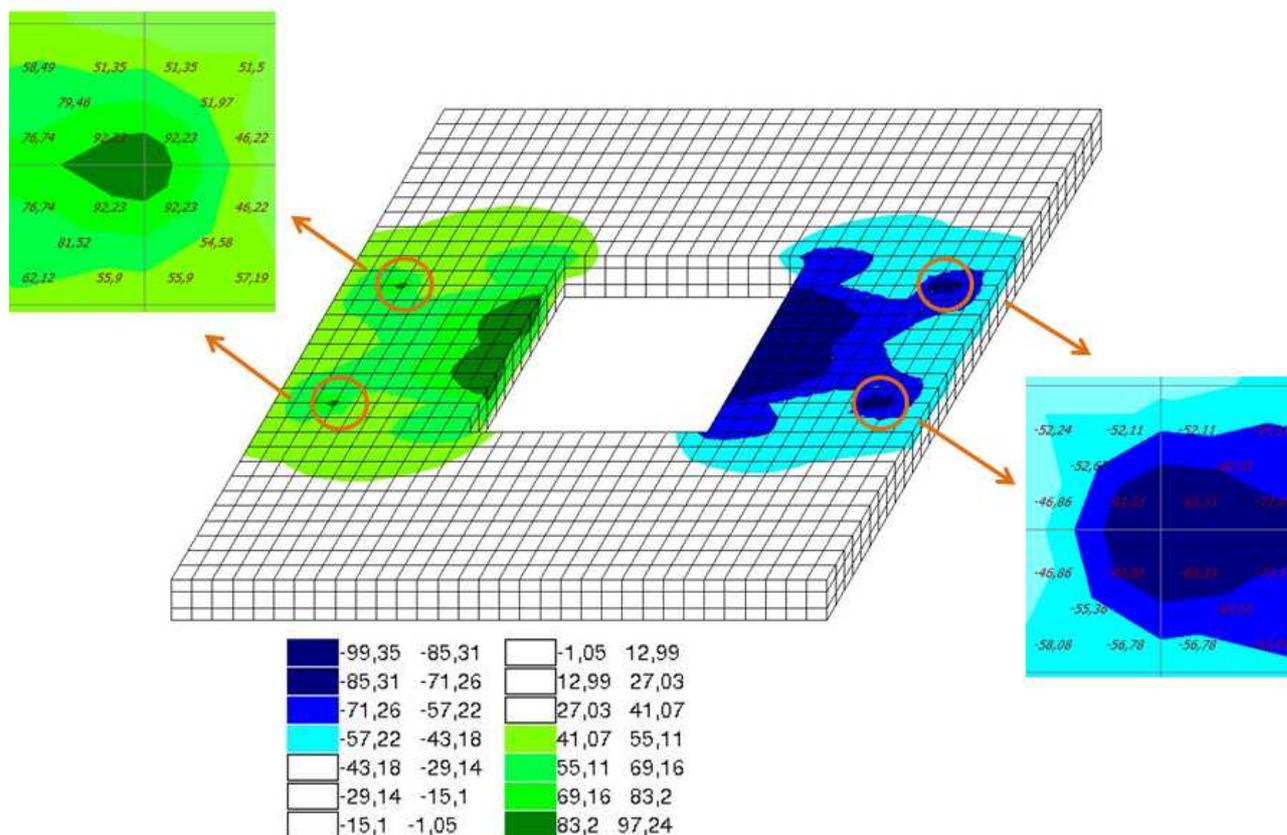
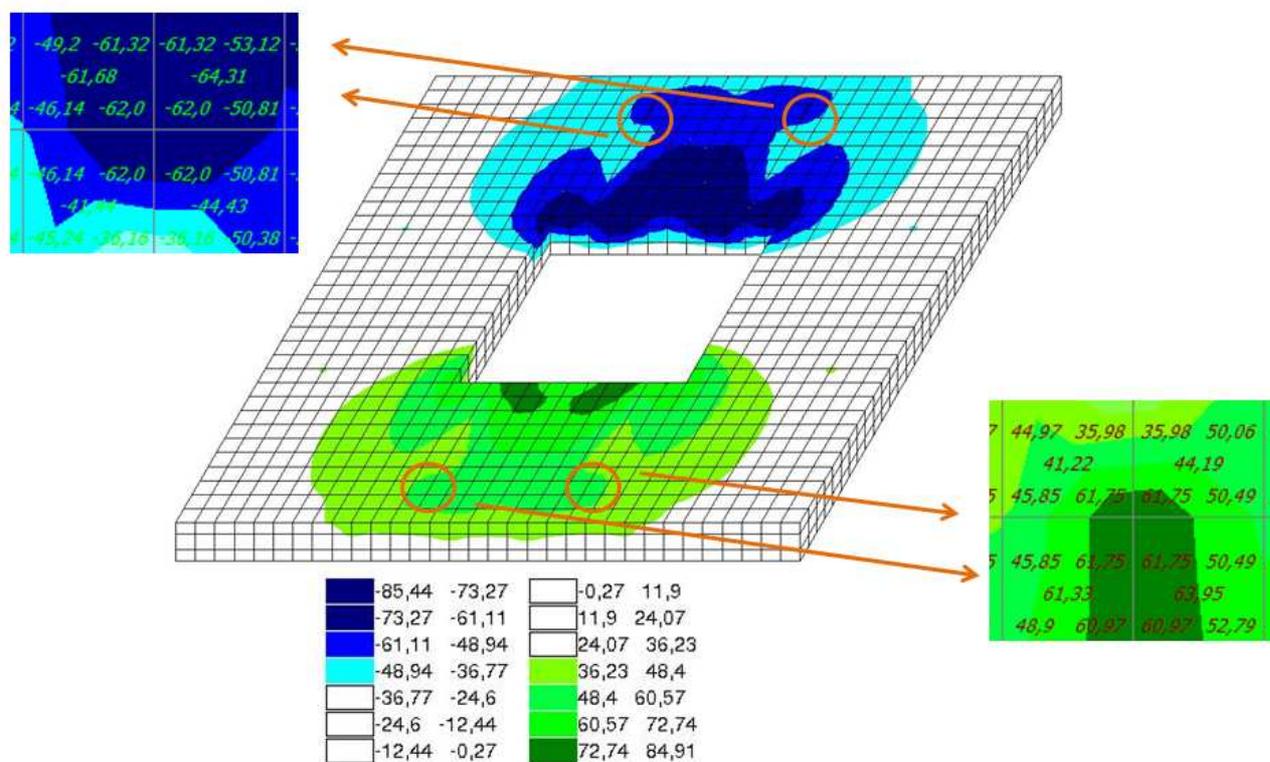


Рисунок 2.42. Эпюра напряжений  $T_{uz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №5 с пластинами длиной  $L$   
 --- эталонная эпюра напряжений

В местах обрыва пластин возникают концентраторы напряжений (рис.2.41 и рис.2.42). Значения напряжений  $T_{xz}$  на 36% превышают допустимые значения напряжений. Значения напряжений  $T_{uz}$  на 5% превышают допустимые значения напряжений.

При увеличении длины элементов жёсткой арматуры на  $2h$ , то есть при длине стержней  $L = 1,3$  м, значения напряжений не превышают допустимых значений. Это показано на рис.2.43 и рис.2.44, а также на графиках (рис.2.45, рис.2.46).

Рисунок 2.43. Напряжения  $T_{xz}$  в бетоне в зоне расположения жёсткой арматурыРисунок 2.44. Напряжения  $T_{yz}$  в бетоне в зоне расположения жёсткой арматуры

На рис.2.43 и рис.44 напряжения показаны в срединном слое плиты, где они имеют наибольшие значения по толщине плиты.

В соответствии с полями напряжений, представленными на рис.2.43 и рис.2.44, построены эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{yz}$  для сечений, в которых расположены пластины вдоль большего и вдоль меньшего пролётов. Графики представлены на рис.2.45 и рис.2.46.

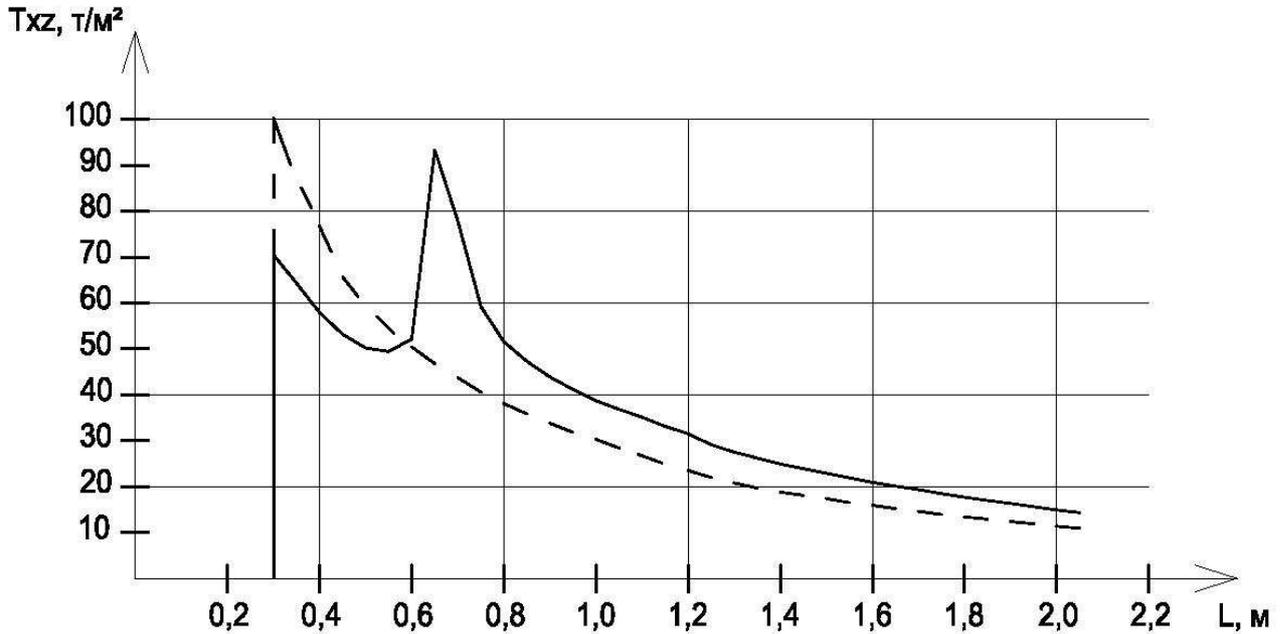


Рисунок 2.45. Эпюра напряжений  $T_{xz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №5 с пластинами длиной  $L+2h$   
 - - - эталонная эпюра напряжений

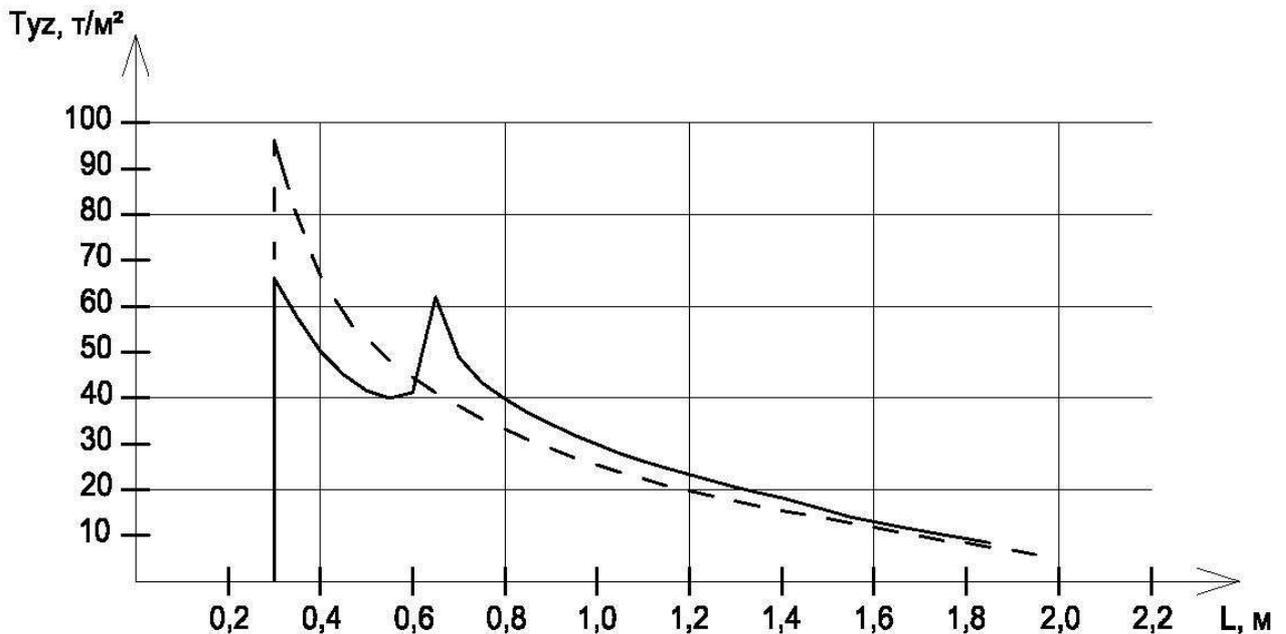


Рисунок 2.46. Эпюра напряжений  $T_{yz}$  в наиболее нагруженном сечении

— эпюра напряжений в модели №5 с пластинами длиной  $L+2h$   
 - - - эталонная эпюра напряжений

Пиковые значения напряжений в местах обрыва пластин (рис.2.45 и рис.2.46) ниже допустимых значений на 7% (для  $T_{xz}$ ) и на 55% (для  $T_{yz}$ ). С помощью пластин длиной  $L+2h$  возможно воспринять усилия в данном узле.

### 2.6.2.3. Определение фактической длины жёсткой арматуры в узле

Расчётом показано, что фактическая длина пластин должна превышать теоретическую длину на две толщины плиты, то есть на 400 мм или на одну толщину плиты (200 мм) в каждую сторону от границы зоны теоретического обрушения.

Исходя из результатов расчёта, получена формула для определения фактической длины пластин:

$$L_{\text{факт}} = \frac{F}{2,83 \cdot R_{bt} \cdot h_0} - 0,41 \cdot a + 2h \quad (2.15)$$

где:

$h$  – толщина плиты перекрытия.

### 2.6.3. Анализ полученных результатов

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

- периметр контура расчётного сечения, по которому возможно продавливание в узле при введении жёсткой арматуры в виде четырёх пластин отличен от расчётного сечения без жёсткой арматуры;
- предложена формула для определения периметра контура нового расчётного сечения:

$$u' = 4 \cdot \sqrt{2 \left( \frac{L - a}{2} \right)^2} + 4 \cdot a$$

- определена формула для расчёта минимальной длины элементов жёсткой арматуры для восприятия перерезывающих сил в узле сопряжения колонны и плоской плиты перекрытия в монолитном здании каркасного типа:

$$L_{\text{факт}} = \frac{F}{2,83 \cdot R_{bt} \cdot h_0} - 0,41 \cdot a + 2h$$

### **3. Конструирование закладной детали из жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны и плиты перекрытия**

#### **3.1. Особенности использования жёсткой арматуры**

Прокатный профиль при работе в железобетоне имеет ряд преимуществ перед каркасным и стержневым армированием. Среди них можно отметить такие как:

- большая удельная несущая способность на восприятие поперечных усилий;
- большее, чем у каркасов и отдельных стержней, отношение несущая способность/трудоёмкость установки;
- возможность формирования закладных деталей произвольной формы, которые можно устанавливать единой системой в узел сопряжения колонны и плиты перекрытия.

#### **3.2. Предлагаемое конструктивное решение**

Исходя из вышеизложенного материала, предлагается удобная с точки зрения конструктивного исполнения закладная деталь. Закладная деталь формируется на основе использования четырех пластин длиной  $L+2h$  в качестве жёсткой арматуры. При её конструировании учтены следующие особенности:

- использование в качестве жёсткой арматуры пластин толщиной 5 мм и высотой 140 мм;
- экономия металла, за счет удаления средних частей пластин, расположенных вдоль стороны колонны;
- отсутствие в закладной детали сварных швов, за счет расположения изогнутых под  $90^\circ$  пластин по углам колонны;
- заведение пластин внутрь колонны и крепление их к арматурному каркасу колонны;
- упрощение производства монтажных работ, за счет отсутствия сварных соединений;
- общая длина пластин вдоль большего пролета здания равна  $L+2h$ , полученной в разделе 2.6.2;
- общую длину пластин вдоль меньшего пролета здания полученную в разделе 2.6.2, можно уменьшить на  $h$ , поскольку значения напряжений  $T_{uz}$  (рис.2.46) в местах обрыва пластин при длине  $L+2h$  ниже допустимых значений на 55%.

Общий вид закладной детали представлен на рис.3.1.

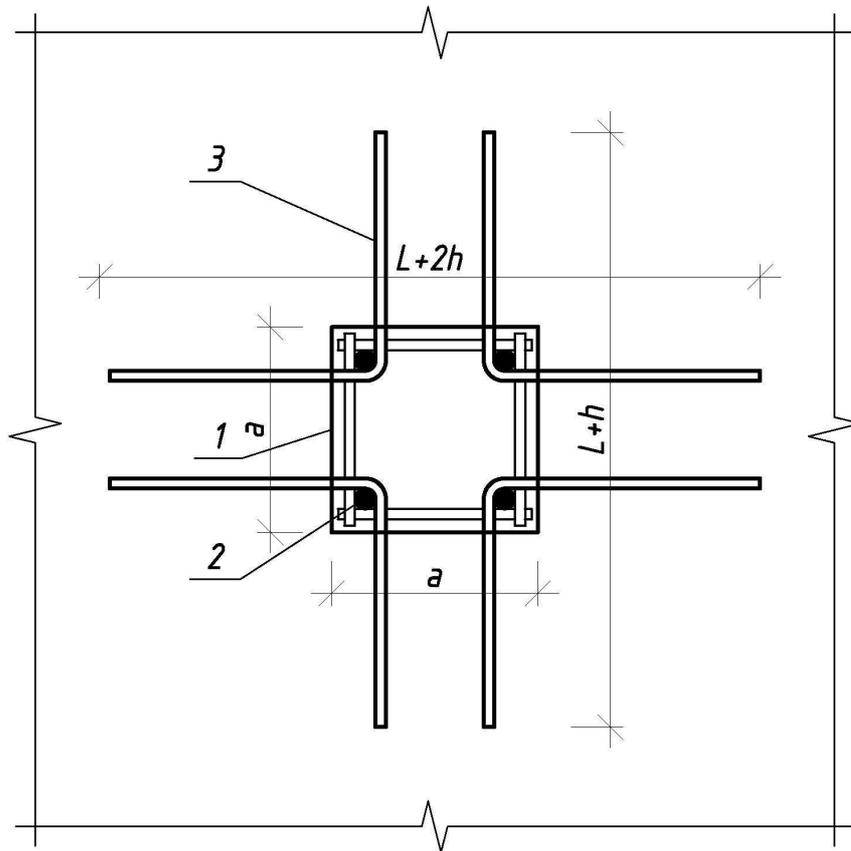


Рисунок 3.1. Закладная деталь из жёсткой арматуры

- 1 – контур колонны;
- 2 – стержни арматурного каркаса колонны;
- 3 – пластины закладной детали

Предложенная закладная деталь учитывает особенности конкретного узла с заданными исходными параметрами. При проверке работы закладной детали в SCAD получены результаты, представленные в разделе 3.3.

### 3.3. Проверка работы предложенной закладной детали

При выполнении проверки работы закладной детали в SCAD получены следующие результаты:

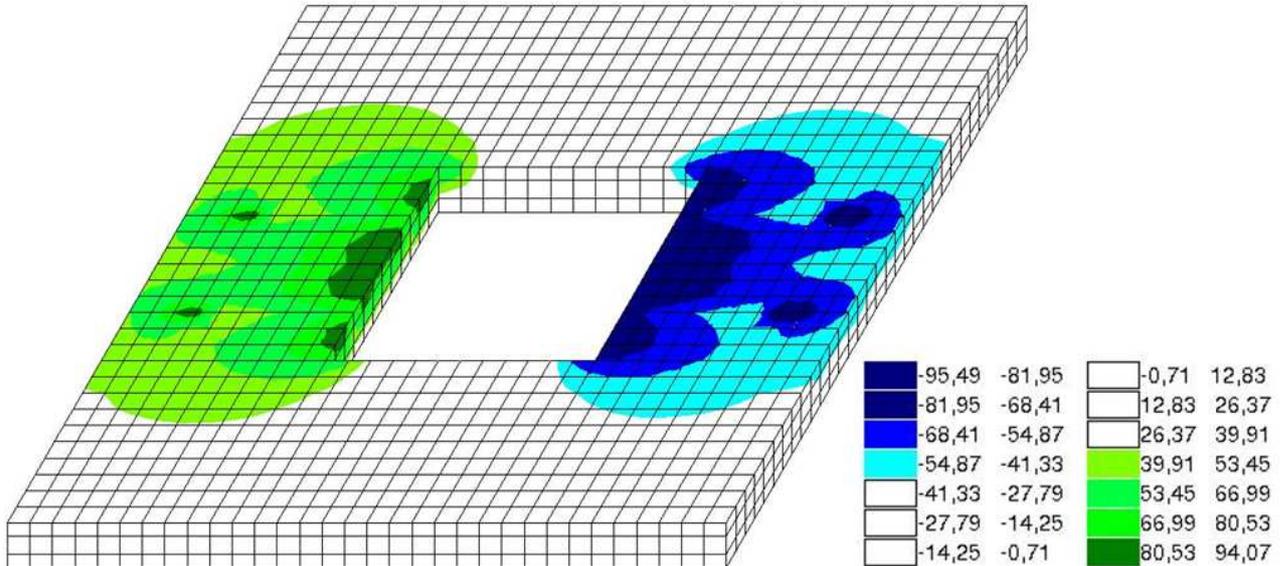


Рисунок 3.2. Напряжения  $T_{xz}$  в бетоне в зоне расположения закладной детали

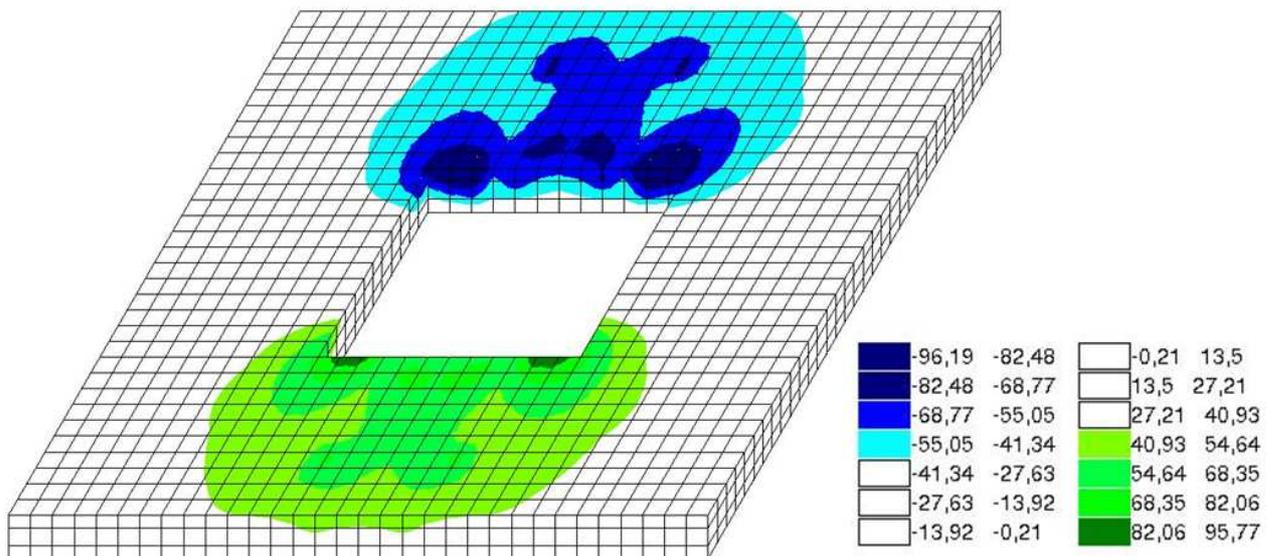


Рисунок 3.3. Напряжения  $T_{uz}$  в бетоне в зоне расположения закладной детали

На рис.3.2 и рис.3.3 напряжения показаны в срединном слое плиты, где они имеют наибольшие значения по толщине плиты.

В соответствии с полями напряжений, представленными на рис.3.2 и рис.3.3, построены эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{uz}$  для сечений, в которых возникают наибольшие напряжения вдоль большего и вдоль меньшего пролётов. Эпюры представлены на рис.3.4 и рис.3.5.

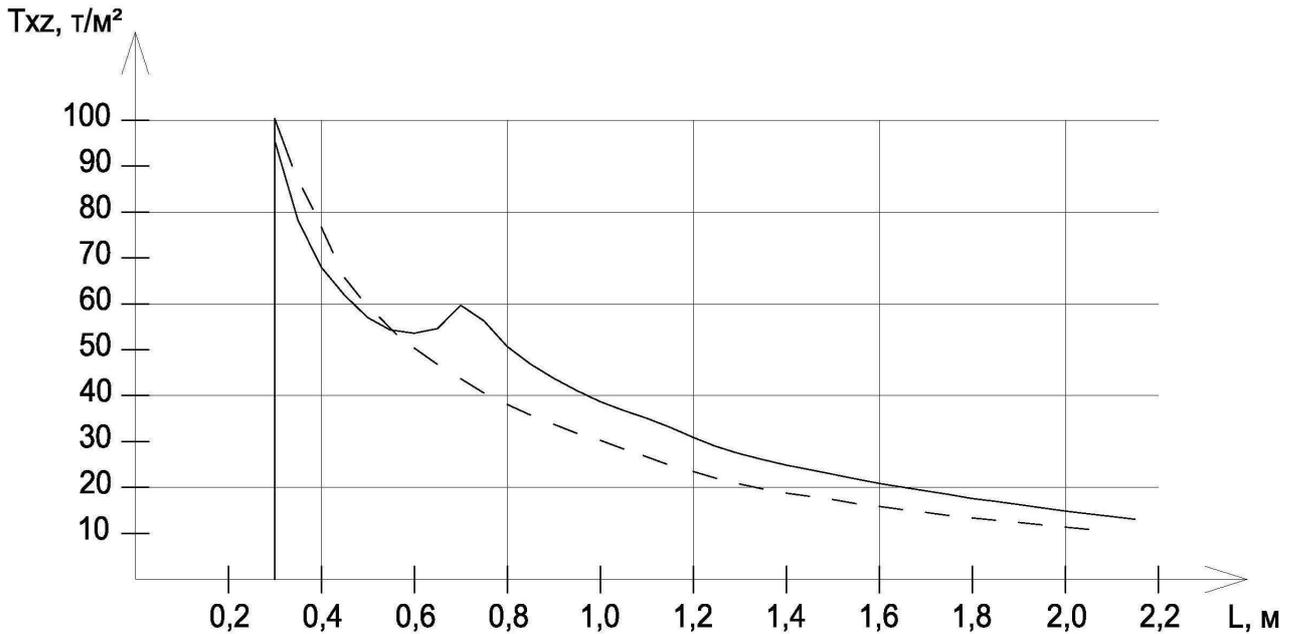


Рисунок 3.4. Эпюра напряжений  $T_{xz}$  в наиболее нагруженном сечении  
 — эпюра напряжений в бетоне с закладной деталью  
 - - - эталонная эпюра напряжений

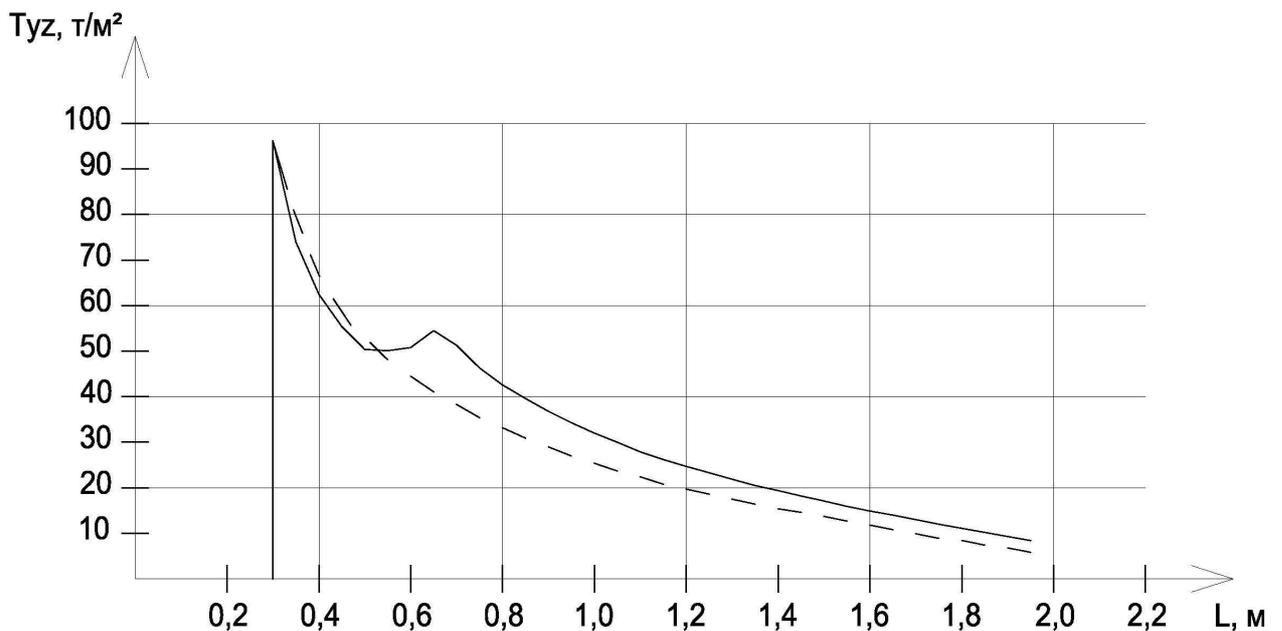


Рисунок 3.5. Эпюра напряжений  $T_{yz}$  в наиболее нагруженном сечении  
 — эпюра напряжений в бетоне с закладной деталью  
 - - - эталонная эпюра напряжений

Максимальные значения напряжений не превышают допустимых значений (рис.3.4 и рис.3.5). Сечение, для которого построены эпюры, находится на расстоянии 200 мм от оси колонны. На эпюрах присутствуют локальные скачки напряжений. Они возникают в зонах обрыва пластин закладной детали.

Проверка показала, что в рассматриваемой модели закладная деталь такого вида может быть использована для исключения продавливания плиты в узле её сопряжения с колонной.

### 3.4. Сцепление металлических пластин и бетона в узле

Основа взаимодействия бетона и металла – наличие сцепления между ними. Значение сцепления или сопротивления сдвигу арматуры в бетоне зависит от следующих факторов:

- механического зацепления в бетоне специальных выступов или неровностей металлических деталей;
- сил трения от обжатия металла бетоном в результате его усадки (уменьшения в объёме при твердении на воздухе);
- сил молекулярного взаимодействия (склеивания) металла с бетоном.

Определяющим является фактор механического зацепления.

Пластины имеют достаточно гладкую поверхность. Поэтому возможно проскальзывание пластин относительно бетона. Для увеличения сцепления металлических пластин и бетона предлагается приварка сетки из арматурной проволоки на поверхности пластин.

## Заключение

В настоящее время в России по технологии монолитного бетонирования возводится по разным оценкам до 65% всех новых зданий. Возведение зданий из монолитного железобетона позволяет избежать монтажных стыков в несущих конструкциях и повысить их жесткость. Практически в каждом здании, возведённом по такой технологии, встречаются элементы монолитной безбалочной плиты перекрытия, опирающейся на колонны без капителей. Возросшая его популярность объясняется многими причинами. Это обусловлено тем, что данное решение обеспечивает возможность строительства зданий любой конфигурации в плане, с различными объемно-планировочными решениями. В современных условиях практически для каждого участника процесса строительства, от заказчика-инвестора до конечного покупателя, такая конструкция является выгодным решением, имеющим много преимуществ перед возможными альтернативами. Особенно часто такая конструкция применяется при строительстве различных общественных зданий: бизнес центров, развлекательных и торговых центров. Инженеры-проектировщики достаточно часто сталкиваются с расчётом и конструированием плоских плит перекрытий. Особую сложность в такой конструкции представляет стык колонны и плиты перекрытия. Затруднения возникают как при расчете плит перекрытий, так и при обеспечении экономической эффективности проектного решения, поскольку большой расход арматуры в таких плитах перекрытий всегда является проблемой.

Исследованиями конструкций стыков колонн с плитами перекрытий в железобетонном монолитном здании каркасного типа в разное время занимались такие ведущие научно-исследовательские, проектные и учебные заведения России и стран ближнего зарубежья, как НИИЖБ, ЦНИИПС, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, СПиЗНИИПИ (бывший ЛенЗНИИЭП), Уральский Промстройниипроект, СибЗНИИЭП, ЛатНИИстроительства, Харьковский ПромстройНИИпроект, Санкт-Петербургский, Пензенский, Самарский, Новосибирский, Томский, Красноярский и другие инженерно-строительные вузы.

Разработкой и исследованиями стыков колонн с перекрытиями в железобетонном безбалочном каркасе занимались такие исследователи, как Лолейт А.Ф., Залесов А.С., Карпенко Н.И., Кукша Л.Л., Анпилов С.М., Васильев П.И., Власов В.В., Гвоздев А.А., Голышев А.Б., Дорфман А.Э., Качановский С.Г., Клевцов В.А., Крылов С.М., Левонтин Л.Н., Мурашкин Г.В., Пыжов Ю.К., Штаерман М.Я., Щепотьев А.С, Fischer J., Grimm R., Konig G., Leonhardt F., Walter R. и др. В СССР исследованиями в этой области занимались такие учёные, как проф. Карпенко Н.И., проф. Залесов А.С., проф. Рочняк О.А., проф. Васильев П.И. [32].

Неоценимый вклад в развитие МКЭ в строительной механике и теории упругости, как инструмента решения проблемы, внёс Розин Л.А. Работы в этом направлении продолжаются и в настоящее время, в том числе и профессорами СПбГПУ Беловым В.В. и Лалиным В.В.

Вопросам применения современных программных комплексов для решения таких задач не уделялось достаточно внимания. В нормативной документации отсутствуют методики расчёта узла стыка рассматриваемых элементов с учётом современных расчётных комплексов.

Цель проводимых исследований заключалась в разработке метода моделирования узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жёсткой арматурой, а также разработка конструктивных решений узла с жёсткой арматуры в узле для исключения продавливания плиты.

Для достижения поставленной цели были решены следующие задачи:

- определена последовательности действий при формировании численной модели исследуемого узла конструкции;
- произведён сравнительный анализ результатов автоматизированного расчёта модели и расчёта узла на продавливание по методике, представленной в действующих нормах;
- выбран вариант дополнительного армирования узла с использованием жёсткой арматуры;
- обоснован новый контур, по которому возможно продавливание в узле при введении жёсткой арматуры;
- определена зависимость геометрических параметров жёсткой арматуры в зоне опирания плиты на колонну для исключения продавливания при действии внешней нагрузки;
- произведён расчёт в SCAD для проверки полученных результатов;
- определено рациональное конструктивное решение узла.

Объектом исследования в данной работе выступает стык колонны и плоской плиты перекрытия. Для решения поставленной задачи формируется расчётная оболочечно-стержневая модель трёхэтажного здания. Несущей системой здания является каркас с плоскими плитами перекрытий. Исследуемый узел уточняется при помощи объёмных конечных элементов с учётом реального расположения стержневой и жёсткой арматуры. Основными исходными параметрами при решении поставленной задачи были шаги колонн в двух направлениях, количество этажей в здании, высота этажей, жесткостные характеристики элементов конструкции. Искомыми параметрами являлись: количество жёсткой арматуры в узле и её длина.

По итогам проделанных исследований проведен анализ полученных результатов и получены следующие выводы:

- установка четырех пластин парами в двух взаимоперпендикулярных направлениях обеспечивает исключение продавливания в данном узле с данными исходными параметрами;
- периметр контура расчётного сечения, по которому возможно продавливание в узле при введении жёсткой арматуры в виде четырёх пластин отличен от расчётного сечения без жёсткой арматуры;
- предложена формула для определения периметра контура нового расчётного сечения:

$$u' = 4 \cdot \sqrt{2 \left( \frac{L - a}{2} \right)^2} + 4 \cdot a$$

- фактическая длина пластин должна превышать теоретически минимальную на  $2h$ , то есть:

$$L_{\text{факт}} = \frac{F}{2,83 \cdot R_{bt} \cdot h_0} - 0,41 \cdot a + 2h$$

- предложена удобная с точки зрения конструктивного исполнения закладная деталь, которая может быть установлена в узел сопряжения колонны и плиты перекрытия для исключения продавливания.

Предложенная методика может быть применена при расчётах аналогичных узлов, отличающихся исходными параметрами. После проведения значительного количества расчётов возможно получение простых расчётных зависимостей для подбора жёсткой арматуры в узле, не требующих детальных исследований в программных комплексах.

## Список использованных источников

1. Иванов, А. Развитие теории и прикладных методов оценки силового сопротивления монолитных гражданских зданий с учетом нелинейности деформирования. Автореф. на соиск. степени докт. тех. наук: 05.23.01, М., 2008 – 45с.
2. Клецов, В.А. Действительная работа узлов плоской безбалочной бескапитальной плиты покрытия с колоннами при продавливании / В.А. Клецов, А.Н. Болгов // Бетон и железобетон. – №32. 2005. – с.17-19.
3. Мурашкин, В.Г. Испытание моделей стыка колонн и перекрытия в монолитных зданиях / В.Г. Мурашкин // Актуальные проблемы в строительстве и архитектуре. Образование, наука, практика: материалы регионал. 59-й науч.-техн. конф. – Самара, 2002. – с.56-58.
4. Дорфман, А.Э. Проектирование безбалочных бескапитальных перекрытий / А.Э. Дорфман, Л.П. Левонтин. - М.: Стройиздат, 1975. – 124с.
5. Руководство по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, – М., Стройиздат 1975, – 32с.
6. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, – М.: Стройиздат 1979. – 54с.
7. Карпенко Н.И. О современных построениях критериев прочности бетонных и железобетонных элементов // Бетон и железобетон. – 1997, №3 – с. 4-7
8. Карпенко Н.И. Общие методы механики железобетона. – М., Стройиздат, 1996. – 416 с.
9. Залесов А.С. Расчёт прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил и кручении // Бетон и железобетон. – 1976, №6 – с. 22-24
10. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев., Будевельник, 1989. – 104 с.
11. Рочняк О.А. Сопротивление поперечному изгибу железобетонных элементов с продольной и отогнутой арматурой (при наличии и отсутствии сцепления с бетоном): Автореф. на соиск. степени канд. тех. наук: 05.23.01 / НИИЖБ Госстроя СССР, М., 1994. – 46 с.
12. Васильев П.И., Рочняк О.А. Сопротивление железобетонных элементов поперечным силам. Минск., Наука и техника. – 1978. – 88 с.
13. Розин Л.А. Задачи теории упругости и численные методы их решения. СПб.: изд-во СПбГТУ, 1998. – 532 с.: ил.
14. Talbot A.N. Reinforced concrete wall footing and column footing / Bulletin JVb67, University of Illinois Engineering Experiment Station, 1913.
15. Richart F. and Klyge R. test of reinforced Concrete Slabs Subjected to Concentrated Loads / Bulletin N314, University of Illinois Engineering Experiment Station, 1939.
16. Hognestad E. Shearing Strength of Reinforced Column Footings / Journal ACI,v.50,N3, 1953.
17. Карпенко, Н.И. Развития методов проектирования строительных конструкций, зданий и сооружений / Н.И. Карпенко, В.И. Травуш // Сб. ст. Международ. науч.-техн. конф. «Эффективные строительные конструкции: теория и практика». – Пенза, 2002. – С.5-8.
18. Staller M. Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanztageverhaltens punktgestutzter / Stahlbetonplatten. Diss., TU Munchen 2001.

19. Leseth S., Slatto A., Syvertsen T. Finite Elements Analyses of punching shear failure of reinforced concrete slabs / Nordic concrete research №1 Oslo 1982.
20. Marzouk H. and Hussein. A. Experimental Investigation on the Behavior of High-Strength Concrete Slabs / ACI Structural Journal. V. 88, N 6, Nov. – Dec. 1991 .pp. 701-713.
21. Bianchini A.C., Woods R.E., Kesler C.E. Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength / Journal of the American Concrete Institute, V. 31, No. 11, 1960, pp. 1149-1169
22. Болгов А. Расчет узлов сопряжения колонн с плоскими безбалочными перекрытиями // НИИЖБ. Научные изыскания – №5/2005 "Строительная инженерия" 2005г.
23. Козак Ю. Конструкции высотных зданий. М., Стройиздат – 1986. – 240 с.
24. Мурашев В.И. Железобетонные конструкции: Общий курс: учеб. для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н.; под ред. П.Л. Пастернака – М.: Госстройиздат, 1962. – 659 с.
25. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой, М.: Стройиздат 1978 – 55 с.
26. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М.: ГУП «НИИЖБ» ФГУП ЦПП – 2004 – 53 с.
27. Карпенко Н.И. Общие методы механики железобетона. – М., Стройиздат, 1996. – 416 с.
28. Ватин Н.И., Иванов А.Д. Сопряжение колонны и безребристой бескапитальной плиты перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания. Дис. на соиск. квалиф. магистра: 05.23.01., СПб., 2006 – 81с.
29. Саргсян А.Е., Демченко А.Т., Дворянчиков Н.В., Джинчвелашвили Г.А. Строительная механика. Основы теории с примерами расчётов: Учебник / Под. Ред. А.Е. Саргсяна. – 2-е изд., испр. и доп. – М.: Высш. Шк., 2000. – 416 с.
30. Н.А.Крылов, А.А.Воеводин, К.А.Глуховской, Д.П.Хлутков. Оптимизация расчетных параметров строительных конструкций. Стройиздат. Ленинград. 1989. - 112 с.
31. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО "ЦНИИПромзданий, 2005. – 214с.
32. Плясунов Е.Г. Бескапитальный стык колонны и перекрытия с комбинированным армированием в монолитном железобетонном безбалочном каркасе. Автореф. На соиск. Степени канд. Тех. Наук: 05.23.01, Красноярск, 2006.
33. А.с. 307169 СССР, МПК Е 04 С 2/00. Стыковое соединение безреберной плиты/ В.В. Бургман, М.Ф. Фишера, А.Б. Шумилин (СССР). – 1356314/29-14; заявл. 07.08.1969; опубл. 21.06.1971, Бюл. №20.
34. А.с. 1756493 СССР, МКП Е 04В 5/02. Каркас здания/В.Г. Корнилов (СССР). – 4734268/33; заявл. 01.09.1989; опубл. 23.08.1992, Бюл. №31.
35. А.с. 43892 RU, МПК Е 04 В 5/43. Стыковое соединение безбалочного железобетонного перекрытия с колонной/ Н.А. Сивчук (RU). – 2004129115/22; заявл. 04.10.2004; опубл. 10.02.2005, Бюл. 7.