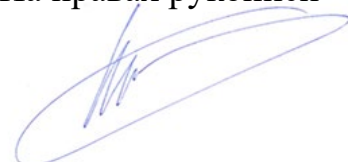


**Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования  
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ  
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

На правах рукописи



**Крылов Владимир Владимирович**

**НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПРИ ДИНАМИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ**

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук, профессор  
Трекин Николай Николаевич

Москва – 2026

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ .....	11
1.1 Общие положения.....	11
1.2 Обзор теоретических и экспериментальных исследований за рубежом	12
1.3 Обзор отечественных методик расчета на продавливание .....	22
1.4 Поведение арматуры и бетона в железобетонных конструкциях при действии динамической нагрузки .....	27
1.5 Выводы по главе .....	30
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И КРАТКОВРЕМЕННОМ ДИНАМИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИЯХ.....	33
2.1 Цель и задачи экспериментальных исследований .....	33
2.2 Программа экспериментальных исследований. ....	33
2.3 Результаты испытания контрольных образцов .....	40
2.4 Методика проведения испытаний на статическую нагрузку .....	43
2.5 Методика проведения испытаний на динамическую нагрузку .....	45
2.6 Результаты испытаний .....	48
2.7 Развитие деформаций арматуры и бетона в расчетных сечениях плиты при продавливании .....	65
2.8 Напряжения в сжатом бетоне и растянутой арматуре в расчетных сечениях плиты .....	71
2.9 Напряженно-деформированное состояние расчетных сечений в предельной стадии продавливания .....	77
2.10 Анализ замеренных ускорений .....	79
2.11 Схемы разрушения опытных образцов .....	82
2.12 Выводы по главе .....	87
ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ.....	90
3.1 Разработка расчетной модели сопряжения перекрытия с колонной.....	90

3.2 Расчетная модель для численного исследования при статическом нагружении .....	91
3.3 Расчетная модель для численного исследования при динамическом нагружении .....	93
3.4 Анализ изменения НДС при статическом нагружении .....	95
3.5 Анализ изменения НДС при динамическом нагружении .....	98
3.6 Выводы по главе .....	102
ГЛАВА 4. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И ДИНАМИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ .....	103
4.1 Методика описания напряженно-деформированного состояния .....	103
4.2 Геометрия приведенной призмы продавливания .....	108
4.3 Определение несущей способности узла сопряжения .....	109
4.4 Выводы по главе .....	113
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	115
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ .....	118
ПРИЛОЖЕНИЕ А .....	134
ПРИЛОЖЕНИЕ Б .....	140

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследования.** В современном строительстве широкое распространение получили здания с безригельным, безкапитальным монолитным железобетонным каркасом. Данное конструктивное решение предполагает непосредственное опирание плоских монолитных железобетонных плит перекрытий на колонны, обладает повышенными эстетическими характеристиками и широко используется в гражданском строительстве.

При проектировании монолитных железобетонных зданий с безригельным каркасом важными вопросами являются расчет и конструирование стыков колонн с плоскими перекрытиями, которые определяют геометрию сечений перекрытий.

Современные отечественные методики расчета и развитых стран по определению несущей способности монолитных железобетонных плит на продавливание не охватывают полностью всё разнообразие конструктивных решений и условий эксплуатации. Принятые эмпирические предпосылки расчета, основанные на многочисленных экспериментальных данных, не учитывают особенности напряженно-деформированного состояния сопряжения перекрытия с колонной при разрушении по схеме продавливания. Имеющиеся расчетные положения выполнены для статической работы конструкций, отсутствуют рекомендации по учету особенностей динамического воздействия на перекрытия и характера работы узловых сопряжений. Следует отметить, что вероятность возникновения аварийных расчетных ситуаций увеличивается. А для особо важных, уникальных и технически сложных объектов, учет аварийного сценария становится обязательным.

Учитывая, что перекрытия являются наиболее материалоемкими элементами каркаса, актуальность рационального решения стыков колонн с перекрытием, с учетом запроектных воздействий, достаточно высока.

**Степень разработанности темы исследования.** Исследованиям напряженно-деформированного состояния в зоне сопряжения железобетонных колонн с монолитным перекрытием посвящено большое количество работ

отечественных (Гвоздева А.А., Залесова А.С., Коровина Н.Н., Петрова А.Н., Ермуханова К.Е., Мухамедиева Т.А., Качановского С.Г., Шеховцова И.В., Карпенко Н.И., Трекина Н.Н., Филатова В.Б., Клованича С.Ф., Пекина Д.А., Болгова А.Н. и др.), а также зарубежных авторов (*Elsner R.C., Hognestad E., Forsell C., Nilsson L., Graf O., Kinnunen, Nylander, Talbot A.N., Richart F., Yitzhaki, A.Muttoni* и др). Данные по исследованиям монолитных железобетонных плит на продавливание при действии кратковременных динамических нагрузок в технической литературе практически не представлены.

**Цель диссертационной работы** – разработка методики расчета плоских железобетонных плит на прочность при продавливании динамической нагрузкой и совершенствование существующей методики расчета при статическом нагружении.

**Задачи исследования:**

1. Анализ отечественных и зарубежных исследований несущей способности монолитных плоских железобетонных плит при продавливании.
2. Разработка программы и методики экспериментальных исследований несущей способности плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении.
3. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния узлов сопряжения плоской плиты с колонной при статическом и динамическом нагружении.
4. Проведение численных исследований на конечно-элементных моделях, разработанных и верифицированных на основе результатов экспериментальных данных, с целью изучения изменения напряженно-деформированного состояния при продавливании с переходом в предельное состояние по несущей способности.
5. Разработка методики расчета монолитных плит на центральное продавливание при динамическом нагружении и совершенствование существующей методики расчета при статическом нагружении с учетом выявленных особенностей напряженно-деформированного состояния в предельной стадии.

**Научная новизна исследования:**

1. Получены новые экспериментальные данные о напряженно-деформированном состоянии и несущей способности плоских железобетонных плит с продольным армированием при статическом и динамическом продавливании.

2. Выявлен эффект снижения несущей способности плит на продавливание при интенсивном динамическом нагружении за счет снижения площади поверхности продавливания.

3. Предложена расчетная модель предельного состояния сопряжения колонны с перекрытием при центральном продавливании статической и динамической нагрузкой большой интенсивности, основанная на фактическом напряженно-деформированном состоянии в предельной стадии.

4. Подготовлены рекомендации по совершенствованию существующей методики расчета на продавливание при статическом нагружении, основанные на уравнениях равновесия силового сопротивления в предельной стадии;

5. Разработана методика расчета на прочность при центральном продавливании плоских железобетонных перекрытий в режиме динамического нагружения.

**Объект исследования** – стыки плоских монолитных железобетонных плит перекрытия с колоннами безбалочных каркасов зданий и сооружений различного назначения.

**Предмет исследования** – напряженно-деформированное состояние сопряжения монолитных железобетонных плит с колоннами при продавливании статической и динамической нагрузкой.

**Научно-техническая гипотеза**

При центральном продавливании сосредоточенной нагрузкой плоских монолитных железобетонных плит без поперечного армирования, при наличии продольной арматуры в предельной стадии по несущей способности, сопротивление срезу оказывает приведенная поверхность пирамиды

продавливания, имеющая высоту, равную высоте сжатой зоны бетона. При этом сопротивление срезу существенно повышается за счет бокового обжатия.

**Теоретическая значимость работы** заключается в следующем:

1. Получены новые экспериментальные данные о напряженно-деформированном состоянии железобетонных плит при продавливании статической и динамической нагрузкой.

2. Предложена расчетная модель предельного состояния сопряжения колонны с плоским перекрытием при центральном продавливании статической и динамической нагрузкой.

**Практическая значимость работы** заключается в разработке инженерной методики расчета плоских железобетонных плит при центральном продавливании динамической нагрузкой большой интенсивности и совершенствовании существующей методики расчета на продавливание при статическом нагружении.

**Личный вклад автора** заключается в проведенном обзоре и анализе отечественных и зарубежных исследований плит при центральном продавливании, анализе различных методик расчета на продавливание при статическом нагружении; разработке программы экспериментального исследования и ее проведения; подготовке предложений по совершенствованию существующей методики расчета на продавливание при статическом нагружении и разработке методики расчета монолитных плит на центральное продавливание при динамическом нагружении.

**Методология и методы исследования.** В работе использованы методы экспериментального и теоретического исследования. Совершенствование и дополнение существующих расчетных методик выполнены на основе общепринятых положений современной строительной механики, сопротивления материалов, механики деформируемого тела, теории железобетона, компьютерного моделирования. Точность полученных результатов оценивалась путем сравнения результатов практических примеров с известными данными и результатами компьютерного моделирования в расчетных комплексах.

**Положения, выносимые на защиту:**

- результаты проведенного анализа исследований несущей способности монолитных плоских железобетонных плит при продавливании;
- методика проведения экспериментального исследования несущей способности плоских монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении;
- результаты экспериментальных исследований монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении;
- результаты численных исследований методом конечных элементов в трехмерной постановке напряженно-деформированного состояния монолитных железобетонных плит при статическом и динамическом продавливании;
- расчетная модель предельного состояния сопряжения колонны с плоским перекрытием при центральном продавливании статической и динамической нагрузкой большой интенсивности и результаты численных исследований сходимости разработанной методики в сравнении с результатами экспериментальных исследований других авторов.

**Степень достоверности результатов исследования** основывается на использовании базовых гипотез строительной механики и механики железобетона; удовлетворительной сходимости полученных экспериментальных значений с результатами численных исследований.

**Апробация результатов.** Результаты работы докладывались и обсуждались на следующих конференциях:

- Международная конференция «Неразрушающий контроль строительных конструкций», секция «Объекты космической инфраструктуры» NDT, Москва, 2018 г.;
- Конференция «Инновации в строительстве» ФГБОУ ВО БГИТУ, Брянск, 2020 г.;
- Конференция НИУ МГСУ «Моделирование и методы структурного анализа», Москва, 2021 г.;

- V Международная научно-практическая конференция «Современные строительные материалы и технологии 2022» в Балтийском федеральном университете им. И. Канта, 2022 г.;

- VIII Международный симпозиум «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений», ФГБОУ ВО «Тамбовский государственный технический университет», г. Тамбов, 19 мая 2023 г.;

- Международный строительный форум и выставка «100+ TECHNO BUILD», г. Екатеринбург, 3-6 октября 2023 г.;

- научный семинар «Теория сооружений» АО «ГОРПРОЕКТ», 12 апреля 2024 г.;

- XVI Национальный с международным участием объединенный научно-практический семинар (конференция) «Надежность и безопасность зданий и сооружений при сейсмических и аварийных воздействиях», Национальный Исследовательский «Московский государственный строительный университет», Москва, 2 декабря 2025 г.

Полученные результаты в представленном исследовании использованы при выполнении расчетов строительных конструкций, проведении научно-технического сопровождения проектирования ряда объектов:

- «Строительство станции приема, хранения и дозирования активированного угля, расположенного в г. Хабаровск»;

- «Реконструкция аэропортового комплекса «Донское» (г. Тамбов)»;

- «Реконструкция объектов производства и подготовки компонентов ракетного топлива. Центр ликвидации межконтинентальных баллистических ракет, Нижегородская область».

**Содержание диссертации** соответствует требованиям паспорта научной специальности ВАК 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения, а именно п. 1. построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчёта механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструкций и конструктивных систем зданий и сооружений, п. 3. развитие теории и методов оценки напряжённого

состояния, живучести, риска, надёжности, остаточного ресурса и сроков службы строительных конструкций, зданий и сооружений, в том числе при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях, обоснование критериев приемлемого уровня безопасности.

### **Структура и объем диссертации**

Диссертация состоит из введения, четырёх глав, заключения, списка литературы (141 наименований) и двух приложений. Объем диссертации составляет 145 страниц машинописного текста, включающих 61 рисунок, 15 таблиц и 12 страниц приложений.

# ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

## 1.1 Общие положения

Работы по экспериментально-теоретическому исследованию железобетонных плит на продавливание ведутся на протяжении практически 100 лет. На основании экспериментальных исследований были определены следующие факторы, влияющие на работу конструкций при разрушении плиты от продавливания: прежде всего, это прочность бетона на растяжение, толщина плит, размер площадки передачи нагрузок и ее расположение в плане плиты, вида и степени концентрации арматуры, нагельного эффекта в арматурных стержнях. При этом установлено, что форма поверхности рассматриваемой объемной фигуры продавливания и характера образования трещин зависит в основном от расположения продавливающей силы в расчетной схеме плиты.

Классические эксперименты по изучению продавливания проходили на образцах, изготовленных сериями из разного бетона или размеров элементов и форм, различного типа армирования и разного количества и качества арматуры, с соответствующим различным режимом нагружения.

Минимальное расхождение с опытными значениями показывают американские и европейские нормы проектирования - *ACI 318-14* [95] и *Eurocode 2* [113], соответственно. При соотношении размеров сторон колонны, продавливающей плиту, менее двух теоретические данные показывают по отношению к опыту удовлетворительные результаты. Расхождения между теорией и опытом наблюдаются в конструкциях сопряжений с отношением размеров сторон колонны прямоугольного сечения больше двух.

Российские нормативные документы не предполагают какие-либо рекомендации по учету отношения размеров сторон колонны. Отсутствие учета данного коэффициента, как показывают результаты исследования многих научных работ [11, 42], приводит к возможному завышению расчетного значения прочности при работе на продавливание.

В основе методики расчета конструкций при работе на продавливание, предусмотренной в проекте европейских норм [95,97,110,113,115], лежит концепция, предложенная автором из США *Broms C.N.* [102–106]. Данная теория меньше применялась на практике в связи с ее большей сложностью, по сравнению с предыдущими вариантами. В *Model Code* [115] были использованы предложения по определению значения угла поворота плиты на опоре.

Нормативная оценка несущей способности монолитных плит перекрытия при продавливании представлена в нормативных документах на проектирование разных стран. Далее приведен краткий анализ принципов расчета прочности железобетонных плит при работе на продавливание без учета поперечного армирования, представленных в *Eurocode 2* [113], *Model Code 2010* [115], нормах США [95], Германии [110] и Франции [97].

На повышение сложности расчета по европейским нормам указывает автор Карпенко Н.И. [34–37]. Его же теория предполагает определение минимального значения прочности на продавливание, учитывая действие изгибающих моментов.

Существующие исследования прочности на продавливание проводились для статического нагружения. Вопрос рассмотрения сопротивления плит продавливанию при динамическом воздействии практически не поднимался, вплоть до настоящего времени. Данный факт говорит о необходимости решения конкретных задач, диктуемых реалиями сегодняшнего дня, по обеспечению механической безопасности при аварийных расчетных ситуациях, регламентируемых действующим Федеральным законодательством.

## **1.2 Обзор теоретических и экспериментальных исследований за рубежом**

Первым, кто предложил методику по вычислению значения прочности железобетонных фундаментных плит по продавливанию, был Тэлбот [138] в 1913 г. Данная методика представляла собой сравнение величин расчетных значений действующих касательных напряжений с их максимально допустимыми



Впоследствии, различные страны применяли теорию Тэлбота [138] в нормативной документации. Согласно этой теории, разрушение узла происходит по поверхности тела продавливания. Главным преимуществом этой модели является её относительная простота, однако сугубая эмпиричность данной теории не дает возможности учета многих иных факторов, таких как: значение процента армирования плиты в продольном направлении, значения толщины продавливаемой плиты, форма сечения колонны и др. Поэтому их приходится учитывать путем введения эмпирических коэффициентов.

Согласно анализу результатов работы, проведенной *Muttoni A.* [131-133], значение несущей способности при работе на продавливание повышается пропорционально увеличению высоты сечения рассматриваемой железобетонной плиты и уменьшению процента армирования плиты в её продольном направлении.

Кроме перечисленных, на прочность монолитной безбалочной железобетонной плиты при продавливании, влияют еще несколько различных факторов, связанных с пространственной работой узла сопряжения колонны с перекрытием, таких как: воздействие горизонтальных нагрузок на каркас, уровень изгибающих моментов, передаваемых на плиту колонной, величина нормальных сжимающих напряжений, возникающих в колонне от действия эксплуатационных нагрузок и др.

Исследования в области моделирования работы железобетонных плит на продавливание приобретают все большую актуальность в связи с интенсивным ростом монолитного домостроения. Среди наиболее известных экспериментальных исследований следует отметить работы *Elsner R.C.* [110,111], *Hognestad E* [111,112], *Forsell C.* [114], *Nilsson L.* [134]., *Graf O.* [118], *Kinnunen* и *Nylander* [122], *Talbot A.N.* [138], *Richart F.* [135], *Yitzhaki* [140] и др.

Работы большей части авторов были направлены в основном на вывод полуэмпирических расчетных зависимостей для вычисления усилий продавливания, возникающих в бетоне с учетом прочности бетона, действие изгибающих моментов, геометрические параметры плит и площадок передачи нагрузки, расстояния от опор до границ штампа, вида арматуры и степени ее

концентрации, нагельного эффекта, возникающего в арматуре, формы поверхностей конкретной пирамиды продавливания, параметры трещинообразования.

Например, *Whitney C.S.* [141] в 1957 году выдвинул предположения о том, что прочность конструкций при продавливании есть функция от предельного изгибающего момента  $M_u$ :

$$\frac{F_p}{4h_0 \cdot (h_0 + a)} < 100psi + 0,75 \cdot \frac{M_u}{h_0^2} \cdot \sqrt{\frac{h_0}{l_s}}, \quad (1.1)$$

где  $F_p$  - нагрузка при продавливании;

$h_0$  - рабочая высота плиты;

$a$  - размер колонны (штампа) квадратного сечения;

$l_s$  - размер нижней части пирамиды продавливания, при условии, что боковые поверхности расположены под углом  $45^\circ$  относительно горизонтальной плоскости.

Это предположение получило дальнейшее развитие в работе *Мое J.* [130]. Основываясь на проведенных им испытаниях плит с опиранием по контуру, он предложил следующую зависимость:

$$\frac{F_p}{S h_0} < \left[ 15 \cdot \left( 1 - 0,075 \frac{a}{h_0} \right) - 5,25 \varphi_0 \right] \cdot \sqrt{f'_c}, \quad (1.2)$$

где  $S$  - периметр рассматриваемого штампа (расчетное критическое сечение);

$\varphi_0$  - коэффициент, численно равный отношению значений разрушающих нагрузок при работе на продавливании и на изгиб;

$f'_c$  - цилиндрическая прочность бетона на сжатие;

$F_p, h_0, a$  - аналогично формуле (1.1).

В дальнейших своих работах *Мое J.* [130] выявил, что прочность при работе элементов на продавливание напрямую зависит от значения прочности бетона на растяжение, принимаемой пропорционально  $\sqrt{f'_c}$ .

На рисунке 1.3 отображена взаимосвязь между значениями продавливающей силы  $V_n$  и изгибающего момента  $V_{flex}$  [130]. При этом, критическое сечение для определения несущей способности принимается по периметру грузовой площади.

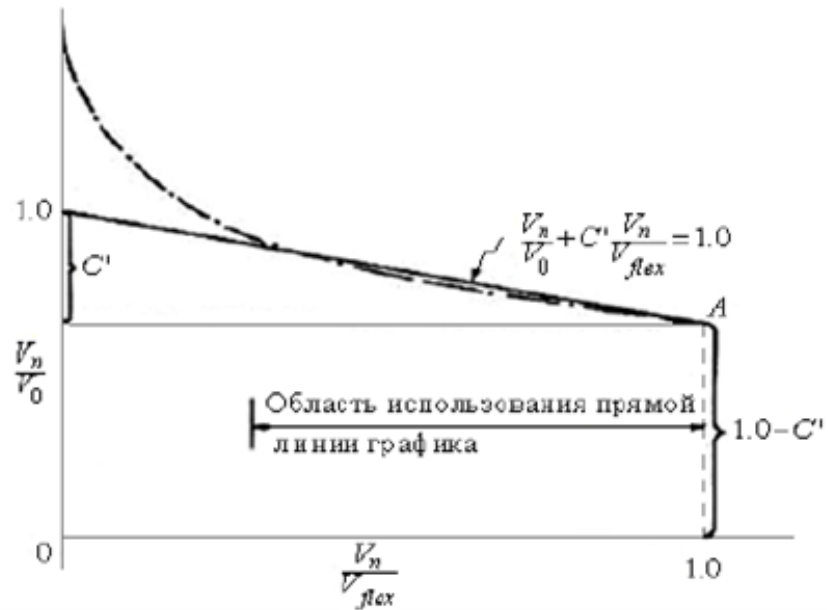


Рисунок 1.3 – График зависимости поперечной силы от изгибающего момента

Американский институт бетона (*ACI-ASCE Committee 318 [95]*) рекомендовал формулу:

$$\frac{F_p}{4a+h_0} < 4\varphi \cdot \sqrt{f_c'} , \quad (1.3)$$

где,  $F_p$ ,  $h_0$ ,  $a$  - те же, что и в формуле (1.1);

$\varphi$  - эмпирический коэффициент;

$f_c'$  - цилиндрическая прочность бетона на сжатие.

При этом учитывалось, что критическое сечение находится на расстоянии половины рабочей высоты от контура нагружения.

*Kinnunen S.* и *Nylander H.* [122] выдвинули модель продавливания для круглых плит колоннами, имеющими круглое поперечное сечение, которая была основана на результатах статических испытаний, показанных на рисунке 1.4, при этом плиты имели радиальное и кольцевое армирование. Позже данная теория была дополнена также и для круглых плит, имеющих ортогональное армирование растянутой зоны. В данной модели зона за рассматриваемой наклонной трещиной дробилась на сектора, ограниченные наклонной и радиальными трещинами, а также периметром плиты. Было введено понятие конического вкладыша, который

поддерживал все сектора. Для вычисления предельной нагрузки авторами были разработаны итерационные алгоритмы, основанные на уравнениях равновесия.

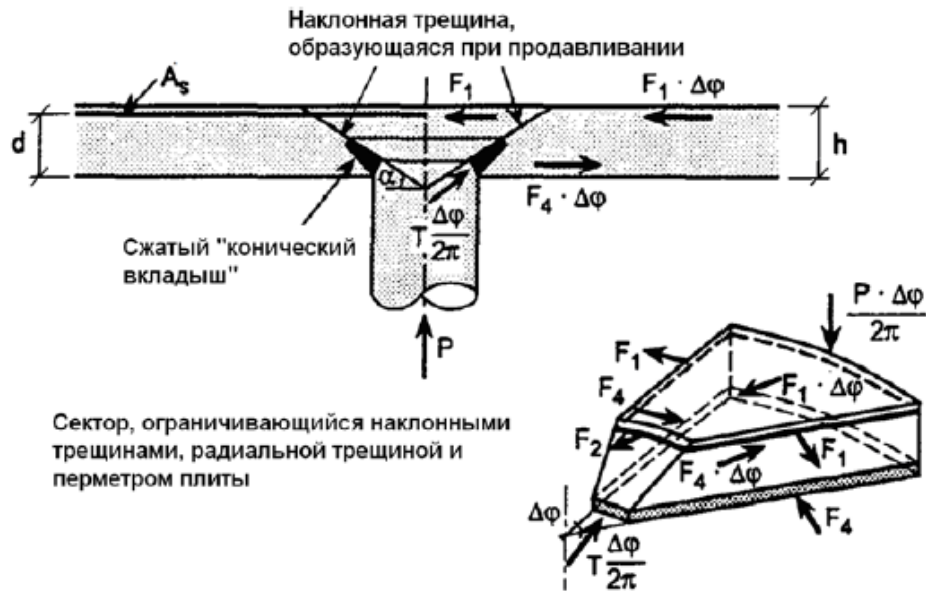


Рисунок 1.4 – Расчетная схема к теории *Kinnunen S.* и *Nylander H.* [122]

Расчетная схема для определения значения прочности при работе на продавливание по [113] в предельном состоянии по несущей способности изображена на рисунке 1.5. Значения сопротивления продавливанию плиты без установки поперечного армирования необходимо определять на грани рассматриваемой колонны и на основном контрольном периметре  $b_{0,EC}$ .

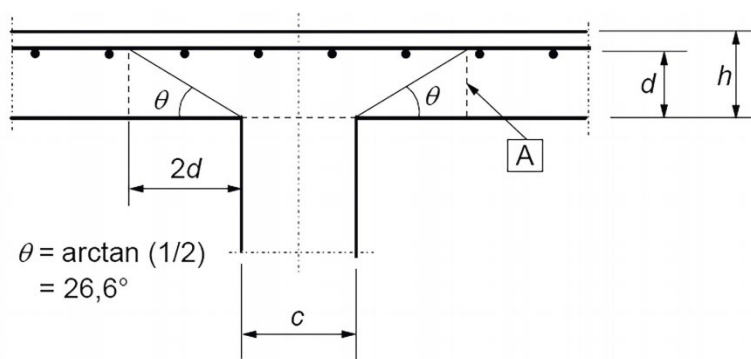


Рисунок 1.5 – Расчетная схема для расчета на продавливание в предельном состоянии по несущей способности по [113]

Расчетное значение сопротивления плиты при работе на продавливание без учета поперечной арматуры, учитывающее продольное армирование рассматриваемой плиты перекрытия  $V_{Rd,c}$ , определяется по формуле 1.4:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot b_{0,EC} \cdot d \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \cdot b_{0,EC} \cdot d, \quad (1.4)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент надежности по бетону при работе его на сжатие;

$b_{0,EC}$  – периметр контура расчетного поперечного сечения со скругленными углами на расстоянии  $2d$  от площади нагружения;

$d$  – приведенная рабочая высота сечения;

$f_{ck}$  – характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 суток;

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}}, \quad (1.5)$$

здесь,  $\rho_{ly}$  и  $\rho_{lz}$  – коэффициенты армирования растянутой арматуры, имеющей сцепление с бетоном, в направлении  $y$  и  $z$  соответственно. Значения  $\rho_{ly}$  и  $\rho_{lz}$ , как правило, следует рассчитывать, как средние значения, принимая в расчет ширину плиты, равную ширине колонны плюс  $3d$  в каждую сторону;

$k$  – коэффициент, который учитывает относительное уменьшение прочности плиты на продавливание при увеличении ее приведенной рабочей высоты сечения и определяется как:  $k = 1 + \sqrt{200/d}$ ;

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}. \quad (1.6)$$

Боковые напряжения могут возникать при обжатии плит перекрытия, например, за счет усилия, возникающего от нагрузки или преднапряжения арматуры. Данный фактор учитывается путем ввода в формулу (1.4) слагаемого  $\sigma_{cp}$ :

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}), \quad (1.7)$$

$\sigma_{cp}$  – напряжение сжатия в бетоне при продольном усилии или предварительном напряжении;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}, \quad (1.8)$$

здесь,  $\sigma_{cy}$  и  $\sigma_{cz}$  – нормальные напряжения в бетоне в направлениях  $y$  и  $z$  в критическом сечении. Учитываются напряжения от внешних воздействий или преднапряжения.

Основное отличие норм *EN 1992 Eurocode 2* [113] от отечественных [65] и американских [95] заключается в назначении расчетного периметра и гипотезе о равномерном распределении скалывающих напряжений по длине сторон расчетного периметра. На рисунке 1.6 показан пример определения периметра расчетного контура по европейским нормам.

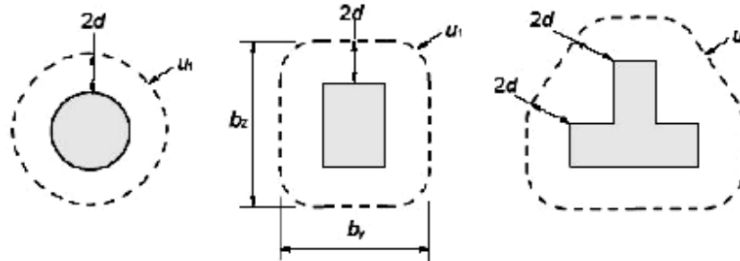


Рисунок 1.6 – Критический периметр для площадей приложения местной нагрузки, удаленных от свободных краев плиты и отверстий

Таким образом, в европейских нормативных документах учет влияния продольной арматуры при работе плит на продавливание производится за счет коэффициента  $100\rho$ , причем прочностные параметры армирования не учитываются [51].

Нормативное значение прочности на продавливание по нормам США [95] определяется как наименьшее из трех значений:

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 4\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \\ \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \\ \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \end{array} \right. , \quad (1.9)$$

где  $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10}}} \leq 1$ ; (1.10)

$d$  – средняя полезная высота;

$f'_c$  – прочность бетона на сжатие;

$\beta$  – отношение длинной грани сечения колонны к короткой;

$\alpha_s = 40$  – для средних колонн;

$b_0$  – периметр расчетного контура продавливания, отстоящий на расстоянии  $0,5d$  от грани пирамиды.

Фактическое значение нагрузки определяется по формуле:

$$V_u = \frac{F}{u \cdot h_0} + \frac{\gamma_v \cdot M}{W_b}, \quad (1.11)$$

где  $\gamma_v$  – коэффициент, используемый для определения момента, передаваемого эксцентриситетом сдвига при стыке плиты с колонной;

$W_b$  – момент сопротивления сечения.

Доля момента, учитываемая в расчете на продавливание, определяется коэффициентом

$$\gamma_v = 1 - [1 / (1 + 2/3 \cdot \sqrt{(l_x/l_y)})],$$

где  $l_x$  и  $l_y$  – размеры расчетного периметра (см. рис.1.7).

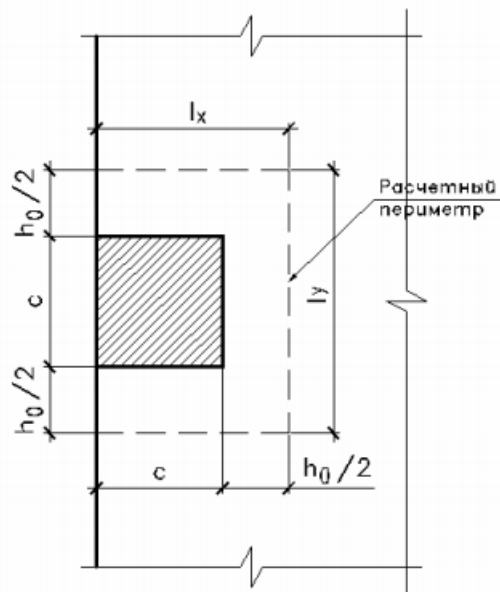


Рисунок 1.7 – Расчетный периметр при продавливании по [93]

В *fib Model Code 2010* [113] (далее *MC 2010*) прочность плиты на продавливание зависит от угла поворота опорной зоны плиты  $\psi$ , который зависит от приложенной нагрузки и жесткости плиты при изгибе.

Нормативное значение сопротивления продавливанию  $V_{Rd,ct}$  плиты без учета поперечной арматуры по нормам Германии [108], определяется по формуле (1.12):

$$V_{Rd,ct} = \left[ 0,14\eta_1 k (100 * \varrho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,12\sigma_{cd} \right] * d, \quad (1.12)$$

где  $\eta_1 = 1$  (для тяжелого бетона) или по таблице (для легкого бетона);

$k$  – коэффициент, определяемый по формуле:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad (1.13)$$

где  $d$  – средняя полезная высота;

$$d = \frac{d_x + d_y}{2}, \quad (1.14)$$

$d_x$  и  $d_y$  – наиболее используемая высота плиты в  $x$ - и  $y$ - направлении в рассматриваемом сечении;

$\varrho_1$  – коэффициент армирования продольной арматурой в пределах рассматриваемого сечения, определяется по формуле:

$$\varrho_1 = \sqrt{\varrho_{1x} + \varrho_{1y}}, \quad (1.15)$$

$\varrho_{1x}$  и  $\varrho_{1y}$  – коэффициенты армирования растянутой арматуры в  $x$ - или  $y$ - направлении в пределах рассматриваемого сечения;

$\sigma_{cd}$  – нормативное значение стандартного напряжения бетона в пределах рассматриваемого сечения, равное

$$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{cd,x} + \sigma_{cd,y}}{2}, \quad (1.16)$$

$\sigma_{cd,x}$  и  $\sigma_{cd,y}$  – расчетные значения напряжения в бетоне в пределах рассматриваемого сечения в  $x$ - и  $y$ -направлениях, определяемые по формулам (1.17) и (1.18) соответственно

$$\sigma_{cd,x} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{c,x}}; \quad (1.17)$$

$$\sigma_{cd,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{c,y}}, \quad (1.18)$$

где  $N_{Ed,x}$  и  $N_{Ed,y}$  – нормативные значения продольных сил в поперечных сечениях  $A_{c,x}$  и  $A_{c,y}$ .

Для плит перекрытия, у которых отсутствует поперечная арматура, прочность на продавливание по нормам Франции [96] определяется по формуле:

$$Q_n = \frac{0,045u_c h f_{cj}}{\gamma_b}, \quad (1.19)$$

где  $u_c$  – периметр контура расчетного поперечного сечения;  $h$  – полная толщина плиты перекрытия;  $f_{cj}$  – прочность на сжатие;  $\gamma_b = 1,15$ .

### 1.3 Обзор отечественных методик расчета на продавливание

Среди отечественных исследователей сопротивления плит продавливанию следует отметить работы Васильева А.П. [9], Гвоздева А.А. [12-15], Залесова А.С. [25-30], Карпенко Н.И. [34-37], Иванова А. [31], Клованича С.Ф. [42], Мухамедиева Т.А. [53-55], Болгова А.Н. [2-7], Пекина Д.А. [56-58] и др.

Начиная с нормативного документа СНиП II-V.1-62 и до его видоизменения СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» несущая способность при продавливании определялась по теории, предложенной профессором Гвоздевым А.А. [12-15]. Она предполагала зависимость, представляющую собой сравнение продавливающего усилия и несущей способности сечения, где последнее определялось произведением прочности бетона на растяжение и площади бетона.

Меньшее основание пирамиды продавливания соответствует площади приложения действующей нагрузки, а боковые грани расположены под углом  $45^\circ$  к горизонтали. В дальнейшем были предприняты попытки учесть многие факторы: диаметр применяемой продольной арматуры, наличие поперечного армирования, возникновение мембранного эффекта в сетке продольной арматуры, конструктивные особенности узлов сопрягаемых элементов и др. (рисунок 1.8).

Вышеуказанным факторам было посвящено огромное количество трудов, в том числе под руководством А.А. Гвоздева [12-15], А.С. Залесова [25-30], Н.Н. Коровина [43,44], а также работы К.Е. Ермуханова [24], Мухамедиева Т.А. [53-55], С.Г. Качановского [38,39], И.В. Шеховцова [82] и др.

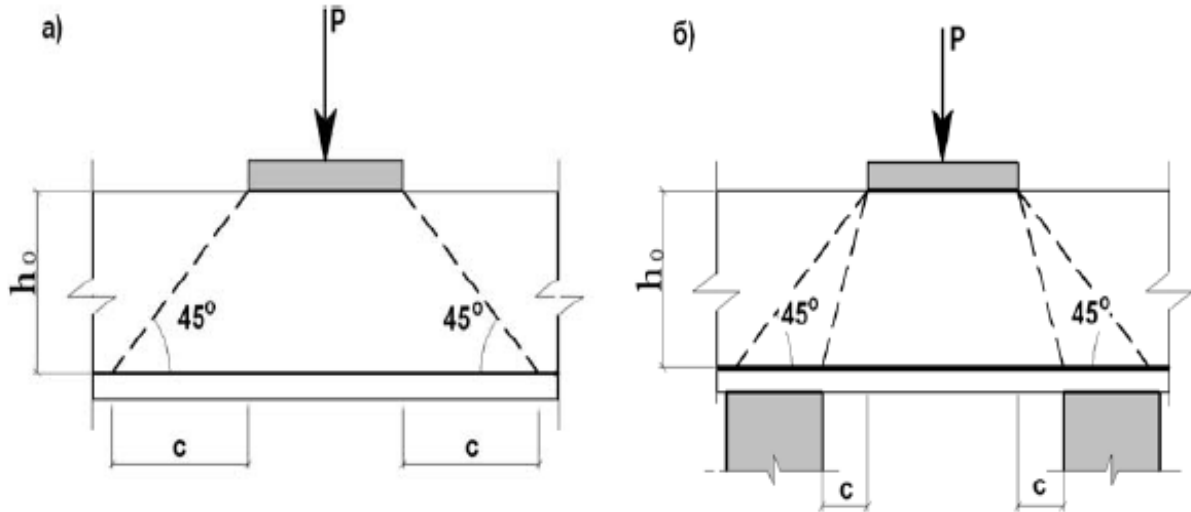


Рисунок 1.8 – Типы продавливания: а) свободное; б) стесненное

Карпенко Н.И. [34-37] рекомендует производить расчет на продавливание по условию, представляющему некоторую модификацию условия Кулона – Мора, которое преобразовывается к виду:

$$F \leq F_{b,ult} = \frac{2\beta_f \alpha' R_{bt} (A_1 + A_2) (\gamma_n + tg\alpha)}{1 + \gamma_n tg\alpha}, \quad (1.20)$$

где  $F$  – продавливающая сила;

$\beta_f$  – коэффициент влияния неоднородности напряженного состояния на наклонных гранях на прочность, определяемый в зависимости от угла продавливания  $\alpha$  и вида пирамиды продавливания по формуле (1.21);

$\alpha'$  – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 1, мелкозернистого 0,85 и легкого 0,8;

$A_1$  и  $A_2$  – площади проекций наклонных граней пирамиды продавливания на горизонтальную плоскость, определяется по формуле (1.22);

$\gamma_n$  – коэффициент отношения нормальных напряжений к касательным на наклонной грани пирамиды продавливания,  $\gamma_n \approx 0,17$ .

$$\beta_f = \frac{(a + b + 2h_0)(2 - tg\alpha)}{(a + b + 2h_0 tg\alpha)} tg\alpha, \quad (1.21)$$

здесь  $a$  и  $b$  – размеры сторон поперечного сечения колонны;

$$A_1 = (b + h_0 tg\alpha) h_0 tg\alpha; \quad (1.22)$$

$$A_2 = (a + h_0 \operatorname{ctg} \alpha) h_0 \operatorname{ctg} \alpha.$$

Напряженное состояние плоских плит на участках соединения с колоннами характеризуется не только действием продавливающей силы  $F$ , но и влиянием поперечных сил  $Q$  от нагрузки на перекрытие. В связи с этим, Краснощеков Ю.В. [46] представляет необходимым проверять прочность плит без поперечного армирования по наклонным сечениям:

$$Q \leq Q_b = \frac{1,5 R_{bt} (b_k + c) h_0^2}{c}, \quad (1.23)$$

где  $b_k$  – ширина колонны;

$c$  – длина проекции наклонного сечения на продольную ось.

Болгов А.Н. [2-7] в своих исследованиях установил зависимости, позволяющие уменьшить погрешность формул норм. В его работе предлагается вместо прочности бетона на растяжение  $R_{bt}$  использовать в качестве характеристики прочности бетона функцию вида:

$$R = 0,82 \sqrt[3]{R_b}, \quad (1.24)$$

где  $R_b$  – призмная прочность бетона, МПа.

Повышение несущей способности при продавливании при действии сжатия на плиту со стороны верхней колонны предлагается учитывать функцией, зависящей от уровня напряжения в бетоне верхней колонны и имеющей вид:

$$f(\sigma_{b,col}) = 0,5 \left( \frac{\sigma_{b,col}}{R_{b,pl}} + 2 \right), \quad (1.25)$$

где  $\sigma_{b,col}$  – напряжения в бетоне колонны, вычисляемые по методу приведенного сечения;

$R_{b,pl}$  – призмная прочность бетона плиты.

Окончательно формула для случая симметричного продавливания плит перекрытий без поперечной арматуры имеет вид:

$$F_{b,ult} = 1,8 \sqrt[3]{R_b} \cdot u_m \cdot h_0 \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \left( \frac{\sigma_{b,col}}{R_{b,pl}} + 2 \right), \quad (1.26)$$

где  $\mu$  – коэффициент продольного армирования плиты в направлении действия изгибающего момента;

$u_m$  – периметр контура расчетного поперечного сечения.

Пекин Д.А. [56-58] принял следующие предпосылки для расчета на продавливание:

- для III стадии НДС несущая способность на продавливание по бетону зависит от сопротивления сжатой зоны бетона срезу с учетом действующих нормальных сжимающих напряжений;

- пирамида продавливания образуется в момент среза сжатой зоны бетона и растягивающие напряжения на гранях пирамиды не учитываются.

Предлагаемая им методика расчета заключалась в следующем. Несущая способность на продавливание по бетону (для III стадии НДС) складывается из работоспособности сжатой зоны бетона на срез и несущей способности поперечной арматуры, находящейся в габаритах пирамиды продавливания.

В общем случае для математического описания механизма реализации продавливания в предельной стадии предлагается воспользоваться модификацией закона Кулона:

$$F_{b,ult} = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot \sum_{i=1}^n x_i \cdot b_i \cdot (\sigma_{bi} \cdot \varphi_p + R_{bt}), \quad (1.27)$$

где  $x_i$  – высота сжатой зоны бетона у  $i$ -й грани колонны;

$b_i$  – ширина  $i$ -й грани колонны;

$\varphi_p$  – коэффициент среза бетона;

$R_{bt}$  – сопротивление бетона растяжению;

$\sigma_{bi}$  – горизонтальные нормальные напряжения в бетоне у  $i$ -й грани колонны;

$v_1$  – коэффициент НДС: для III стадии – 1, для I стадии –  $1/\cos 45^\circ = 1,4$ ;

$v_2$  – коэффициент режима нагружения;

$v_3$  – коэффициент, учитывающий особенности конструктивного решения: при отсутствии поперечной арматуры равный 1.

На рисунке 1.9 представлена форма разрушения плиты перекрытия колонной. Данную форму предложили российские ученые Залесов А.С. и Иванов А. [31] в 2003 году.

Стоит обратить внимание, что вместо наклонной поверхности пирамиды рассматривается условное вертикальное сечение, которое проходит через середину вышеуказанной наклонной поверхности и на высоте, соответствующей значению рабочей высоты поперечного сечения рассматриваемой плиты.

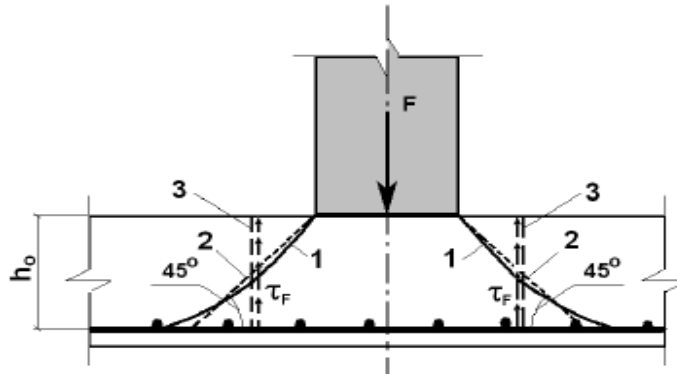


Рисунок 1.9 – Формы поверхности разрушения: 1 - фактическая поверхность разрушения; 2 - теоретическая поверхность разрушения; 3 - расчетное вертикальное сечение

Расчет элементов при работе на продавливание, согласно СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [65], производится для железобетонных плит с действующими в них сосредоточенной силой и изгибающим моментом, являющимися нормальными относительно плоскости элемента. Рассматривается расчетное поперечное сечение, которое расположено вокруг зоны передачи усилий на элемент на расстоянии  $0,5h_0$  нормально к его продольной оси, по поверхности которого действуют касательные усилия от сосредоточенных силы и изгибающего момента (рисунок 1.10).

Предельное усилие, воспринимаемое бетоном,  $F_{b,ult}$ , определяют по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b, \quad (1.28)$$

где  $R_{bt}$  – нормативные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы;

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

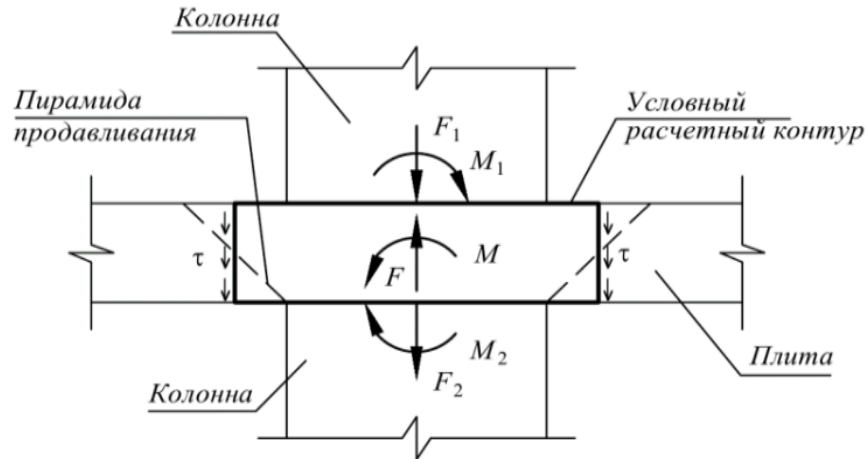


Рисунок 1.10 – Модель для расчета на продавливание по [65]

Площадь  $A_b$  определяют по формуле:

$$A_b = u \cdot h_0, \quad (1.29)$$

где  $u$  – периметр контура расчетного поперечного сечения;

$h_0$  – приведенная рабочая высота сечения.

$$h_0 = 0,5 (h_{0x} + h_{0y}), \quad (1.30)$$

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

При определении значений  $u$  и  $F_{b,ult}$  предполагается, что продавливание элемента происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшее основание которой соответствует площади приложения продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом  $45^\circ$  к горизонтали.

Следовательно, в нормативной документации Российской Федерации отсутствует учет продольной арматуры плиты перекрытия, а значение несущей способности определяется лишь прочностными характеристиками бетона, а также геометрическими параметрами.

#### 1.4 Поведение арматуры и бетона в железобетонных конструкциях при действии динамической нагрузки

К настоящему времени накопилось много данных экспериментальных исследований, проводившихся на одноосно нагруженных образцах в различных

режимах нагружения. В результате этих исследований было установлено, что влияние динамического нагружения на механические свойства стали существенно зависит от вида статической диаграммы  $\sigma - \varepsilon$ , отражающей ее состав, способа изготовления и обработки.

При практических расчетах конструкций обычно считают, что общий характер кривой  $\sigma - \varepsilon$  при медленном и быстром нагружении одинаков, но изменяются количественные значения ее параметров [16].

Динамическое упрочнение в сталях проявляется при напряжениях, связанных с пластическими деформациями (после достижения физического или условного предела текучести), т.е. когда происходят взаимные смещения частиц, перестройка внутренней структуры [47].

У малоуглеродистых сталей с диаграммой  $\sigma - \varepsilon$ , показанной на рисунке 1.11(а), скорость деформирования наиболее сильно сказывается на пределе текучести, в меньшей степени – на пределе прочности, а модуль упругости изменяется мало [16]. Поэтому увеличивается ширина площадки текучести.

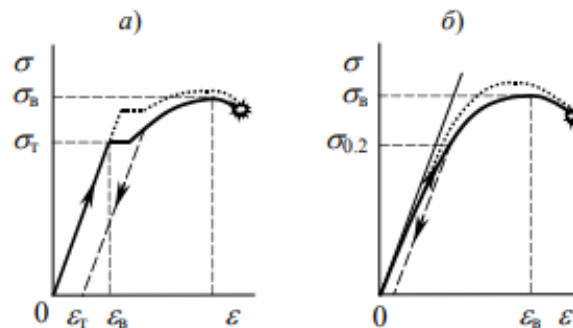


Рисунок 1.11 – Типы диаграмм деформирования материалов:

а) с физическим пределом текучести; б) с условным пределом текучести;

- - - - - быстрое нагружение;      ————— медленное нагружение

У высокопрочных сталей с диаграммой  $\sigma - \varepsilon$ , показанной на рисунке 1.11(б), увеличение скорости деформирования также приводит к повышению условного предела текучести  $\sigma_{0.2}$  и временного сопротивления, но в меньшей степени, чем у малоуглеродистых сталей.

Влияние повышенных и высоких скоростей деформирования на прочностные и деформативные свойства бетона проявляется в изменении диаграммы деформаций и повышении предела прочности. Важной особенностью динамической диаграммы по сравнению со статической является расширение диапазона упругой работы бетона [16].

При медленном нагружении бетон деформируется неупруго, и диаграмма его деформирования имеет вид, показанный на рисунке 1.12. Но при быстром нагружении он ведет себя, как более упругий материал, т.е. характер кривой  $\sigma - \varepsilon$  имеет удлиненный упругий участок (на рисунке 1.12 показан пунктирной линией). При этом почти до самого момента разрушения бетон деформируется практически линейно. Опыты показывают, что предел прочности  $\sigma_b$  повышается, но деформация  $\varepsilon_b$ , при которой он достигнут, изменяется мало.

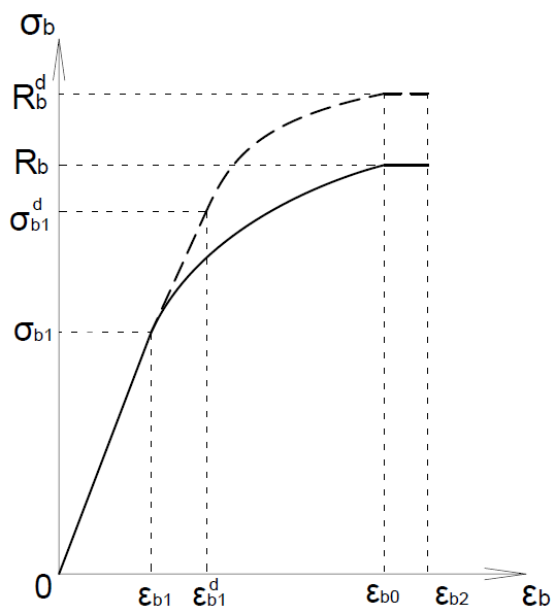


Рисунок 1.12 – Диаграмма деформирования сжатого бетона

— статическое нагружение; - - - - динамическое нагружение

Для предварительной оценки по несущей способности конструкций, нагруженных динамической нагрузкой, на рисунке 1.13 представлены графики

зависимости коэффициента упрочнения для стали (а) и бетона (б) от скорости деформирования [16].

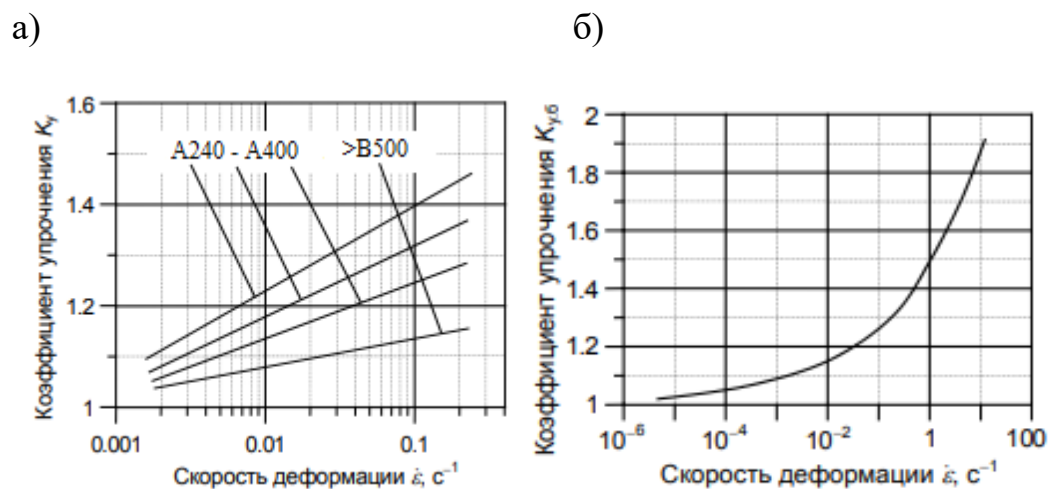


Рисунок 1.13 – Зависимость коэффициента упрочнения арматурных сталей (а) и бетона (б) от скорости деформаций

В ряде экспериментов изучалась динамическая прочность бетона на сжатие при изгибе. Опыты показали, что чувствительность бетона к скорости деформирования в сжатой зоне изгибаемых элементов выше, чем в одноосно сжатых, но ниже, чем в растянутых.

## 1.5 Выводы по главе

В результате обзора технической и нормативной документации установлено, что имеющиеся в настоящее время методики расчета железобетонных плит при работе на продавливание, основаны на методе предельного равновесия и опираются на гипотезу о существовании заранее заданной поверхности разрушения. В существующих экспериментальных исследованиях разрушение при работе на продавливание в большей части испытаний действительно происходит по заранее определенным поверхностям. Однако реальная форма, а также расположение поверхностей разрушения зачастую имеют значительные отличия от прогнозируемых.

В отечественной нормативной документации значение несущей способности зависит только от геометрических параметров конструкций и прочностных характеристик бетона и никак не учитывает влияние продольного армирование перекрытия, в то время как в европейских нормах учет продольного армирования производят введением эмпирического коэффициента.

Основное отличие норм *EN 1992 Eurocode 2* от российских норм и норм США заключается в назначении расчетного периметра и применении гипотезы о равномерном распределении скалывающих напряжений по длине сторон расчётного периметра.

На сегодняшний день отсутствуют работы по исследованию плоских плит на продавливание при динамическом нагружении, следовательно, расчетные методики, позволяющие определять величину несущей способности плиты под действием кратковременного нагружения.

Использование полностью эмпирической модели для учета пространственной работы имеет ряд сложностей, так как требует опытного определения множества параметров с неизвестной степенью влияния каждого из них. Ввиду этого, использование полуэмпирических моделей, в основе которых заложены принципы деформирования твердого тела с эмпирической коррекцией уровня влияния каждого из факторов на прочность при продавливании и на его напряженное состояние, является более перспективным.

Выполненный обзор позволил сформулировать цель настоящей работы – экспериментально-теоретические исследования несущей способности монолитных железобетонных плит на продавливание при динамическом и статическом нагружении и разработка предложений по методике расчёта плоских железобетонных плит на прочность при продавливании при динамическом нагружении.

В связи с этим были поставлены следующие задачи:

– анализ ранее выполненных работ по исследованию несущей способности монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении;

- разработка методики испытаний монолитных узлов сопряжения плоской плиты с колонной на динамическое и статическое нагружение;
- экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния узлов сопряжения плоской плиты с колонной при статическом и динамическом нагружении;
- проведение численного эксперимента на конечно-элементных моделях, разработанных и скорректированных на основе результатов экспериментальных исследований, с целью исследования динамики изменения напряженно-деформированного состояния при продавливании;
- разработка методики расчёта прочности плоских железобетонных плит при продавливании на статическую и динамическую нагрузку.

## **ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И КРАТКОВРЕМЕННОМ ДИНАМИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИЯХ**

### **2.1 Цель и задачи экспериментальных исследований**

Цель экспериментальной работы заключается в исследовании напряженно-деформированного состояния сопряжения монолитных железобетонных плит с колоннами при продавливании статической и динамической нагрузкой.

Для достижения поставленной цели были решены следующие задачи:

- разработана программа экспериментальных исследований;
- определен масштаб опытных образцов и их конструктивное решение;
- выявлены наиболее важные параметры, влияющие на несущую способность плит при продавливании;
- разработана методика статического и динамического нагружения фрагментов сопряжения колонн с перекрытием;
- изготовлены конструкции узлов сопряжения колонн с монолитным перекрытием, отличающихся толщиной плиты перекрытия и прочностью бетона;
- разработана методика измерения необходимых параметров – деформаций бетона и арматуры, величина действующей нагрузки;
- проведены испытания на статическую и динамическую нагрузку.

### **2.2 Программа экспериментальных исследований.**

Анализ отечественного и зарубежного опыта исследований прочности железобетонных плит на продавливание показал, что наиболее важными параметрами, влияющими на несущую способность при центральном продавливании, являются – толщина плит, прочность бетона на растяжение, наличие и количество продольной и поперечной арматуры [136].

Для выполнения работ в соответствии с целью и задачами исследований была разработана программа эксперимента, которая включала испытание шестнадцати железобетонных образцов. Двенадцать образцов испытывались на кратковременную динамическую нагрузку, и четыре образца - при статическом нагружении. При экспериментальных исследованиях варьировались следующие параметры: класс бетона (В15 и В20) и толщина плитной части образца (100 мм и 120 мм).

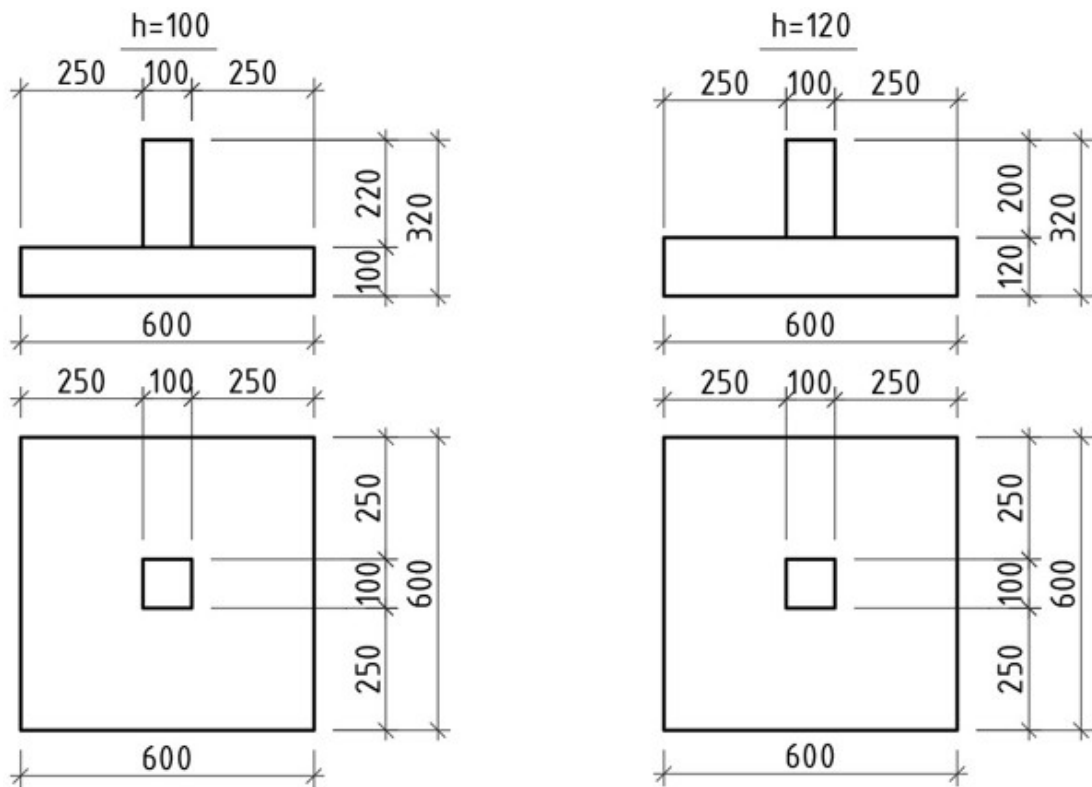
Была принята следующая маркировка образцов:  $D(C)_{h100(h120)}^{B15(B20)} - 1(2,3)$ , где D или C – динамические или статические испытания; В15 или В20 – класс бетона; h100 или h120 – толщина плитной части образца (100 мм или 120 мм); 1, 2, 3 – порядковый номер элемента [48].

В экспериментальных исследованиях было необходимо:

- зафиксировать разрушающую нагрузку на образцы;
- выявить характер изменения деформаций в бетоне и арматуре;
- оценить влияние толщины плитной части образца и класса бетона на прочность при продавливании;
- получить схемы разрушения при статическом и динамическом нагружении.

Выбор размеров и количества опытных образцов определялся задачами экспериментальных исследований, а также размерами испытательных стендов. Экспериментальные образцы включали в себя плитную и колонную части и моделировали узел опирания плиты на колонну в безбалочном безкапитальном перекрытии. Были подготовлены два типа образцов с различной толщиной сечения перекрытия. Первый тип образцов имел размер плитной части 600х600 мм и толщину 100 мм с сечением колонной части 100х100 мм и высотой 220 мм. Образец второго типа имел размеры плитной части 600х600 мм, толщину 120 мм и размеры сечения колонны 100х100 мм и высоту 200 мм. Общая высота образцов обоих типов составляла 320 мм. Форма и общий вид образцов приведены на рисунке 2.1.

a)



б)

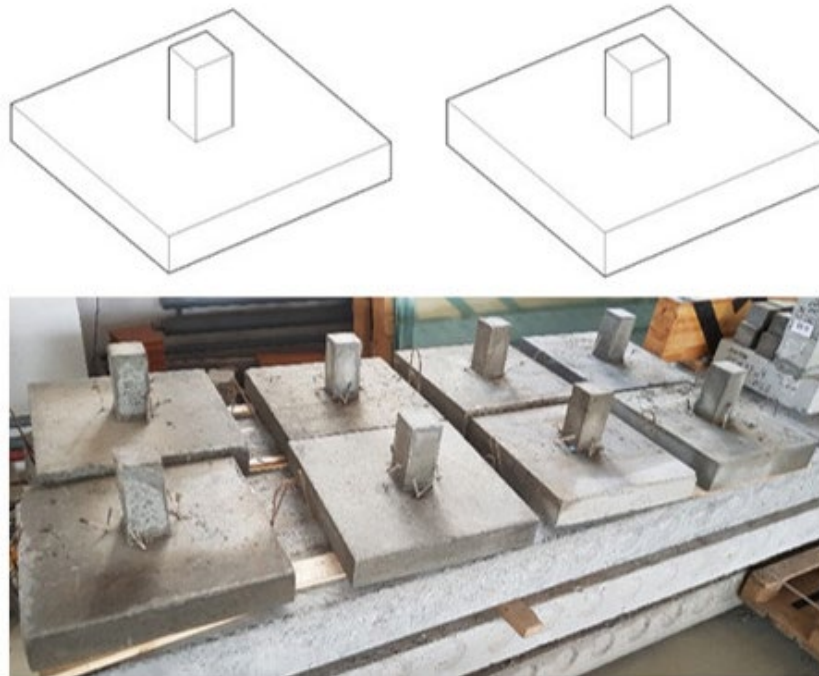


Рисунок 2.1 – Опалубочные чертежи экспериментальных образцов (а) и общий вид (б)

Экспериментальные образцы армировались следующим образом. Плитная часть была армирована в верхней и нижней частях арматурными сварными сетками со стержнями диаметром 8 мм класса А500 в обоих направлениях, расположенных с шагом 100 мм. Армирование колонной части образца было выполнено пространственным сварным каркасом. По углам было установлено четыре продольных стержня диаметром 8 мм класса А500 длиной 240 мм, которые были объединены хомутами из арматуры диаметром 6 мм класса А240, установленными с шагом 50 мм в количестве 3 штук.

Общее количество образцов и их маркировка представлены в таблице 2.1. Схема армирования экспериментальных образцов и общий вид каркасов представлены на рисунке 2.2 [48].

Таблица 2.1 – Количество и маркировка опытных образцов

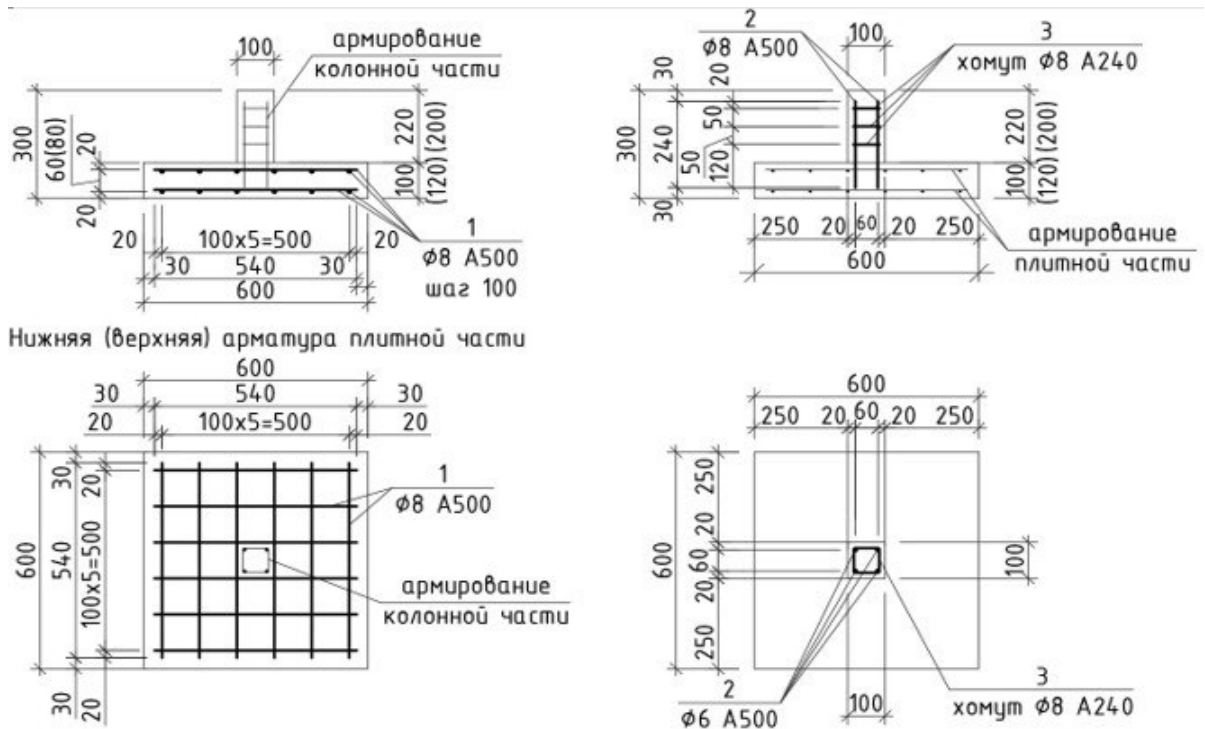
Высота образца плиты, мм	Класс бетона							
	В15				В20			
	Динамика			Статика	Динамика			Статика
100	$D_{h100}^{B15-1}$	$D_{h100}^{B15-2}$	$D_{h100}^{B15-3}$	$C_{h100}^{B15-1}$	$D_{h100}^{B20-1}$	$D_{h100}^{B20-2}$	$D_{h100}^{B20-3}$	$C_{h100}^{B20-1}$
120	$D_{h120}^{B15-1}$	$D_{h120}^{B15-2}$	$D_{h120}^{B15-3}$	$C_{h120}^{B15-1}$	$D_{h120}^{B20-1}$	$D_{h120}^{B20-2}$	$D_{h120}^{B20-3}$	$C_{h120}^{B20-1}$

При изготовлении экспериментальных образцов была реализована следующая последовательность работ: изготовление арматурных каркасов на заводе, транспортировка их в лабораторию, приклеивание тензометрических датчиков к арматурным стержням, устройство выпусков и гидроизоляции датчиков, транспортировка на завод для бетонирования.

После установки всех тензорезисторов на арматуре арматурные каркасы поступали на бетонирование, при этом выпуски проводов в трубках оставались снаружи. После бетонирования к выводам проводов припаивался многожильный кабель для подключения к измерительной системе.

После изготовления экспериментальных образцов устанавливались тензорезисторы на бетон. В местах выпусков тензорезистора приклеивалась

площадка для распайки, на которой производили соединение выпусков с многожильным кабелем для присоединения к измерительной системе.



Спецификация на арматуру одного образца

Позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса кг	Примечания
1		$\phi 8$ A500, l=540 мм ГОСТ 52544-2006	24	5,119	
2		$\phi 8$ A500, l=240 мм ГОСТ 52544-2006	4	0,379	
3		$\phi 6$ A240, l=264 мм ГОСТ 5781-82	3	0,176	
					Расход бетона на образец с плитной частью толщиной 100 мм
					0,038 м <sup>3</sup>
					Расход бетона на образец с плитной частью толщиной 120 мм
					0,045 м <sup>3</sup>

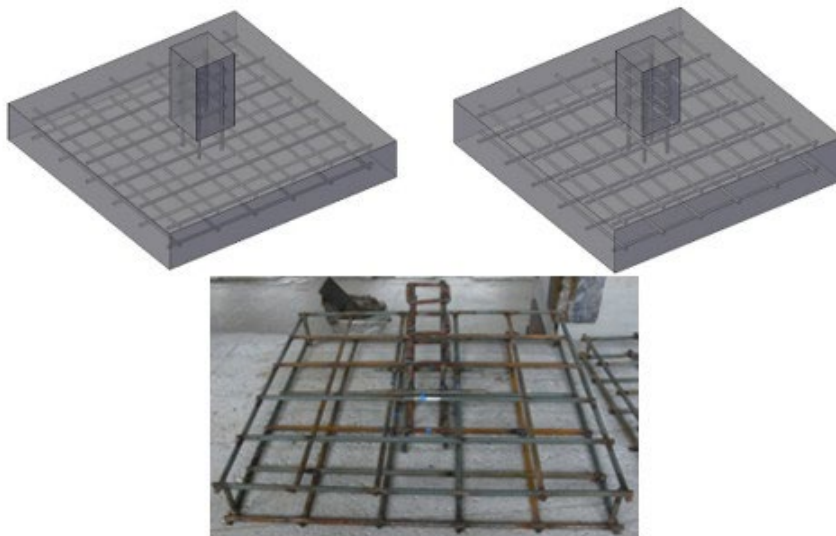


Рисунок 2.2 – Армирование экспериментальных образцов

На арматурные стержни каждого образца наклеивалось по 8 тензорезисторов, на поверхности бетона также наклеивали 8 тензорезисторов. Схема расстановки тензорезисторов на бетоне и арматуре представлена на рисунке 2.3.

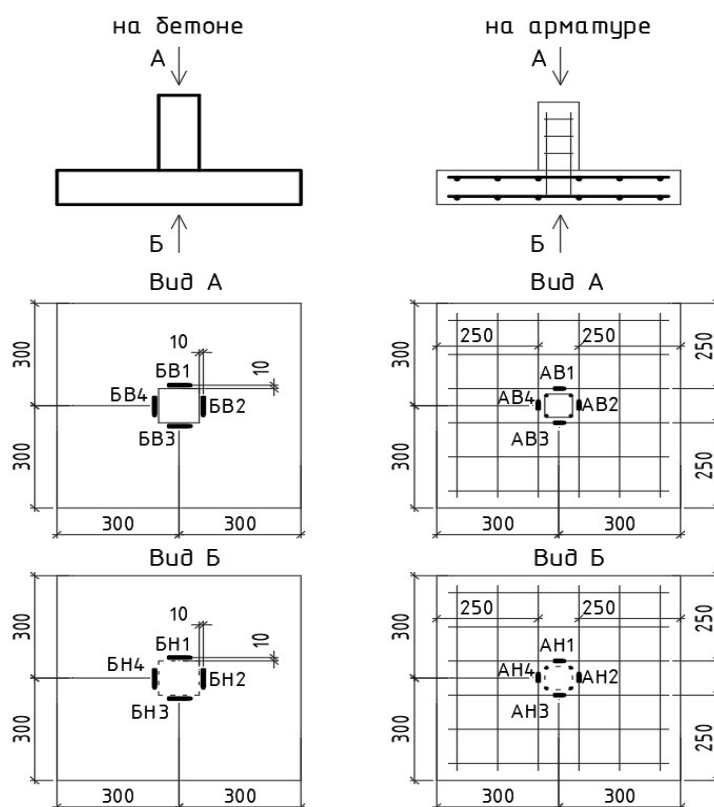


Рисунок 2.3 – Схема расстановки тензорезисторов на бетоне и арматуре:  
 Б – тензорезистор на бетоне, А – тензорезистор на арматуре, В – верхний,  
 Н – нижний, 1...4 – порядковый номер тензорезистора

При измерениях в ходе испытаний использовалась полумостовая схема с использованием блока компенсационных тензорезисторов, который позволял исключить влияние температурных перепадов на точность измерений. Схема автоматизированной системы управления испытанием представлена на рисунке 2.4.

Общий вид силоизмерительного датчика, акселерометра и измерительной системы *MIC 036r* с устройством синхронизации приведены на рисунке 2.5.

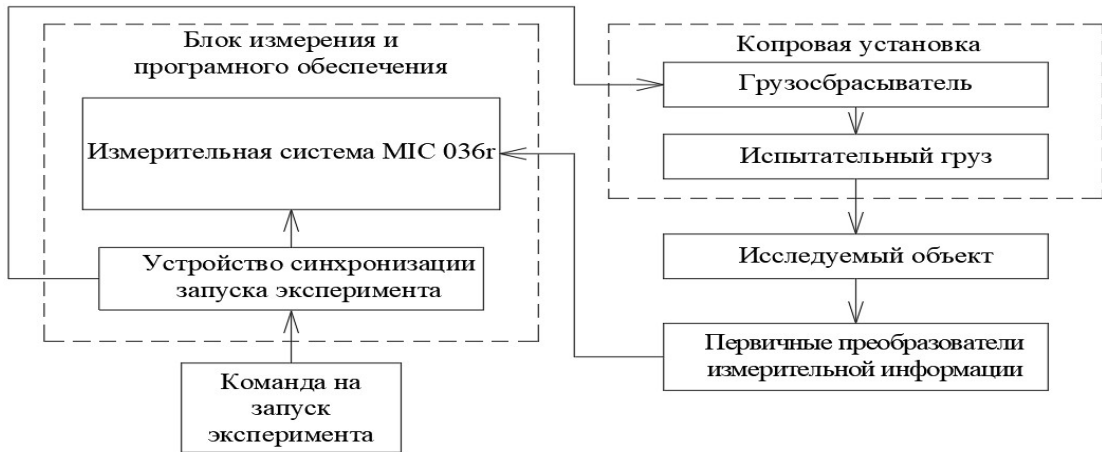


Рисунок 2.4 – Схема автоматизированной системы управления испытанием



Рисунок 2.5 – Используемые датчики и измерительная система:

а - тензорезисторы на бетоне; б – тензорезисторы на арматуре;

в – силоизмерительный датчик; г – акселерометр; д – измерительная система *MIS*

036г с устройством синхронизации запуска эксперимента

### 2.3 Результаты испытания контрольных образцов

Для определения класса бетона образцов по прочности на сжатие были испытаны контрольные кубы размерами 100x100x100 мм, по три в каждой серии (всего восемь серий). Опытные и контрольные образцы набирали прочность в одинаковых естественных условиях (при температуре  $t = 16...20$  °С; влажности  $W = 60\%$ ) не менее 28 суток после изготовления. Испытания были произведены согласно [17]. Все результаты испытаний и вычислений были занесены в журнал испытаний, приведенный в таблице 2.2.

В результате проведенных испытаний было установлено, что бетон серий 2, 3, 5 и 6 соответствует по прочности на сжатие проектному классу бетона для данных образцов В15. Бетон серий 1, 4, 7 и 8 соответствует классу бетона по прочности на сжатие В20 [19].

Для определения прочностных и деформативных характеристик арматурной стали были проведены ее испытания на растяжение по ГОСТ 12004–81 Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение [18].

Для испытания на растяжение были отобраны образцы арматуры периодического профиля с необработанной поверхностью номинальным диаметром 8,0 мм (с той же партии, что и рабочие стержни экспериментальных образцов).

Испытания трех образцов было выполнено на разрывной машине венгерского производства типа SZ-10-1. Один образец дополнительно был испытан на универсальной электромеханической машине *Instron 3382* производства США (рисунок 2.6). Результаты испытаний представлены в таблице 2.3.

Таблица 2.2 – Результаты определения прочности контрольных образцов кубов на сжатие

Маркировка серии образцов	Проектный класс бетона по прочности	Характеристики образца			Результаты испытания		
		Масса, г	Средняя плотность, кг/м <sup>3</sup>	Площадь рабочего сечения образца, мм <sup>2</sup>	Разрушающая нагрузка, кН	Прочность образца, приведенная к базовому размеру, $R = \alpha \frac{F}{A}$ МПа ( $\alpha = 0,95$ )	Средняя прочность образцов в серии, МПа
1 серия	В20	2500	2427	10300	221,732	20,45	20,24
		2300	2346	9800	186,39	18,06	
		2300	2300	10000	210,827	20,03	
2 серия	В15	2250	2250	10000	143,226	13,6	16,025
		2300	2300	10000	179,523	17,05	
		2300	2346	10000	157,941	15,0	
3 серия	В15	2250	2250	10000	180,504	17,14	15,51
		2450	2331	10403	152,055	13,88	
		2450	2355	10403	144,207	13,17	
4 серия	В20	2250	2250	10000	221,706	21,06	20,005
		2200	2201	9800	195,504	18,95	
		2350	2131	10440	179,523	16,33	
5 серия	В15	2250	2250	10000	190,314	18,07	16,675
		2450	2310	10100	139,302	13,1	
		2300	2255	9999	160,884	15,28	
6 серия	В15	2250	2227	10000	164,967	15,67	15,89
		2400	2241	10200	173,005	16,11	
		2250	2296	9800	116,739	11,31	
7 серия	В20	2300	2190	10000	212,865	20,22	20,62
		2250	2250	10000	206,991	19,66	
		2250	2273	10000	221,276	21,02	
8 серия	В20	2250	2273	10000	217,782	20,69	22,25
		2450	2264	10440	222,687	20,26	
		2300	2255	9900	248,193	23,81	



Рисунок 2.6 – Испытания контрольных образцов арматуры на электромеханической машине *Instron 3382*

Таблица 2.3 – Результаты испытания контрольных образцов арматуры

Образец №	Начальная площадь поперечного сечения, мм <sup>2</sup>	Начальная расчетная длина образца, $l_0$ , мм	Конечная расчетная длина образца, $l_k$ мм	Величина относительного удлинения $\delta_{200}$ , %	Максимальная нагрузка $P_{max}$ , Н	Временное сопротивление $\sigma_B$ , МПа
1	51,822	200	217	8,5	34787	671,278
2	51,506	200	225	12,5	33607	652,487
3	51,016	200	223	11,5	31882	624,94
4	51,243	200	220	10,0	34068	664,832

По результатам испытаний среднее значение величины относительного удлинения составило  $\delta_{200} = 10,625$  %, среднее значение временного сопротивления составило  $\sigma_B = 653,384$  МПа.

Диаграмма состояния, полученная на разрывной машине SZ-10-1 и электромеханической машине *Instron 3382*, представлена на рисунке 2.7.

Исходя из полученных результатов испытаний контрольных образцов арматурных стержней, было установлено, что они соответствуют по параметрам арматуре класса А500 [18].

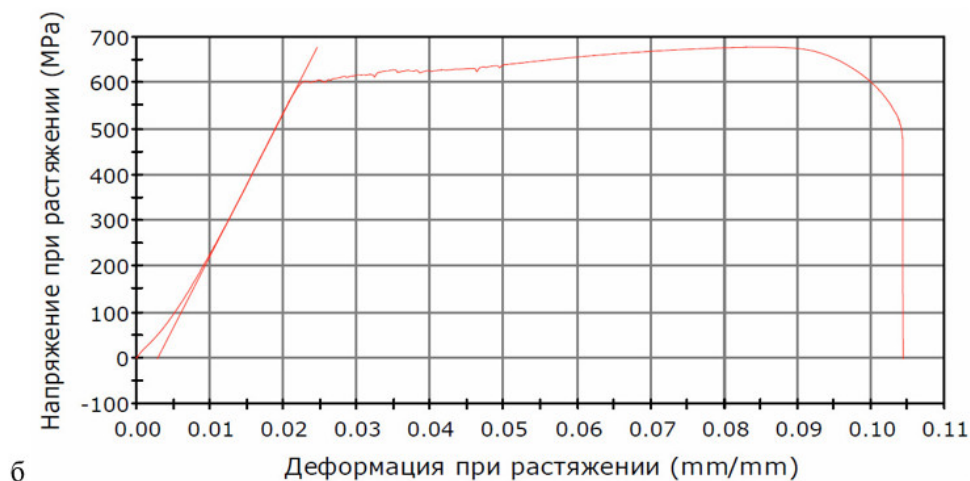


Рисунок 2.7 – Диаграммы состояния контрольных образцов арматурных стержней: полученная на разрывной машине SZ-10-1 и на электромеханической машине Instron 3382.

#### 2.4 Методика проведения испытаний на статическую нагрузку

Для проведения испытаний на действие статической нагрузки был изготовлен испытательный стенд (рисунок 2.8, рисунок 2.9). На силовом полу 1 (см. рисунок 2.9) фиксировались вертикальные тяжи 2 при помощи гаек 3. Закрепление производили через ручки силового пола 4. Экспериментальный образец 5 устанавливался на опорный элемент 6. На колонную часть экспериментального образца 5 сверху одевался оголовок колонны 7, на который устанавливался гидравлический домкрат (ДГ-100) 8. На домкрат 8 устанавливался силоизмеритель 9 для дополнительного контроля за величиной действующей нагрузки. Силовизмеритель 9 через распределительную пластину 10 упирался в упорную траверсу 11, которая при помощи гаек 3 была закреплена на вертикальных тяжах 2.

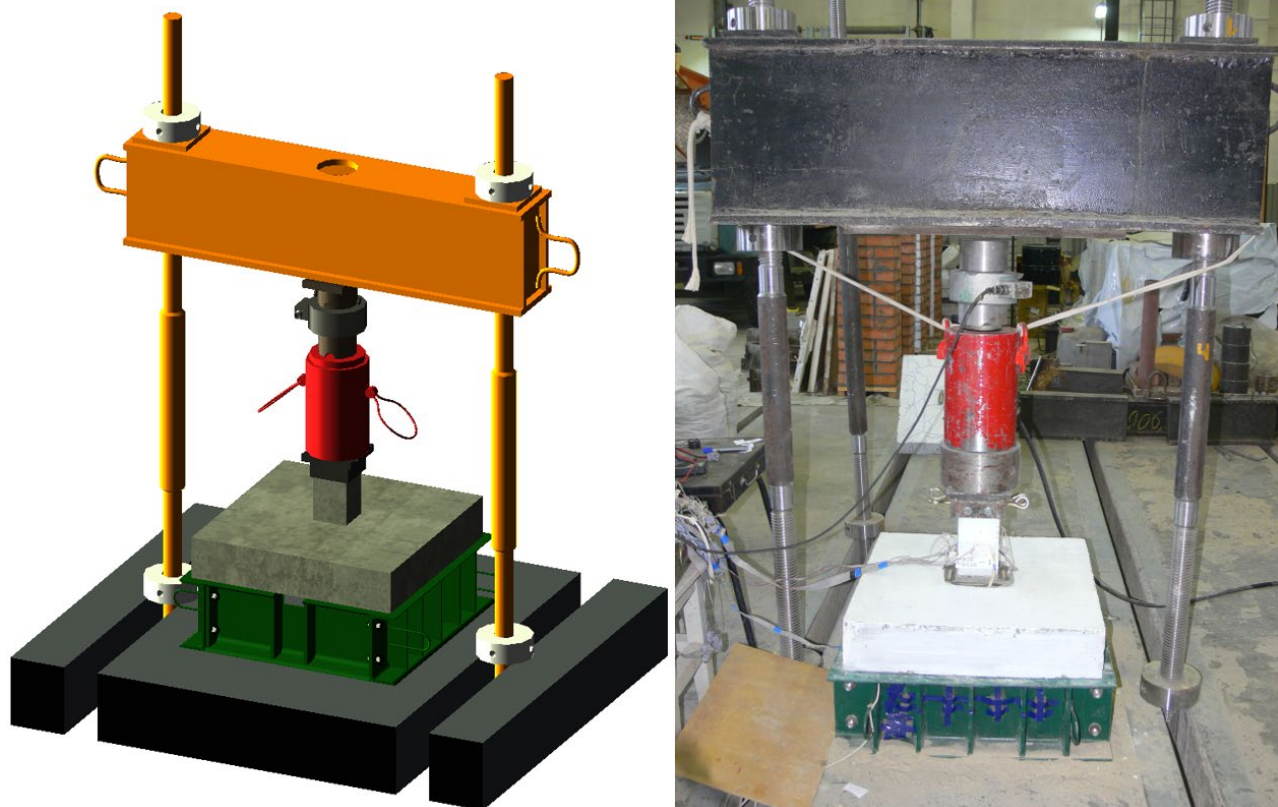


Рисунок 2.8 – Стенд для проведения испытаний при действии статических нагрузок: модель (слева), реализация (справа)

При проведении статических испытаний был применен аналогичный комплекс датчиков и оборудования, за исключением того, что не использовался акселерометр, а гидравлический домкрат был подключен к масляной станции.

Нагрузка при проведении статических испытаний прикладывалась ступенями (по 4 атмосферы, 6,16 кН) и на каждом этапе не превышала 1/15 часть от теоретической разрушающей. После каждого этапа нагружения образец выдерживался не менее 10 минут. После выдержки снимались показания приборов и заносились в ведомость испытания, а также отслеживались схемы трещинообразования на боковых и верхней гранях плитной части образца. После завершения испытаний образец поднимался со стенда и производился осмотр его нижней грани.

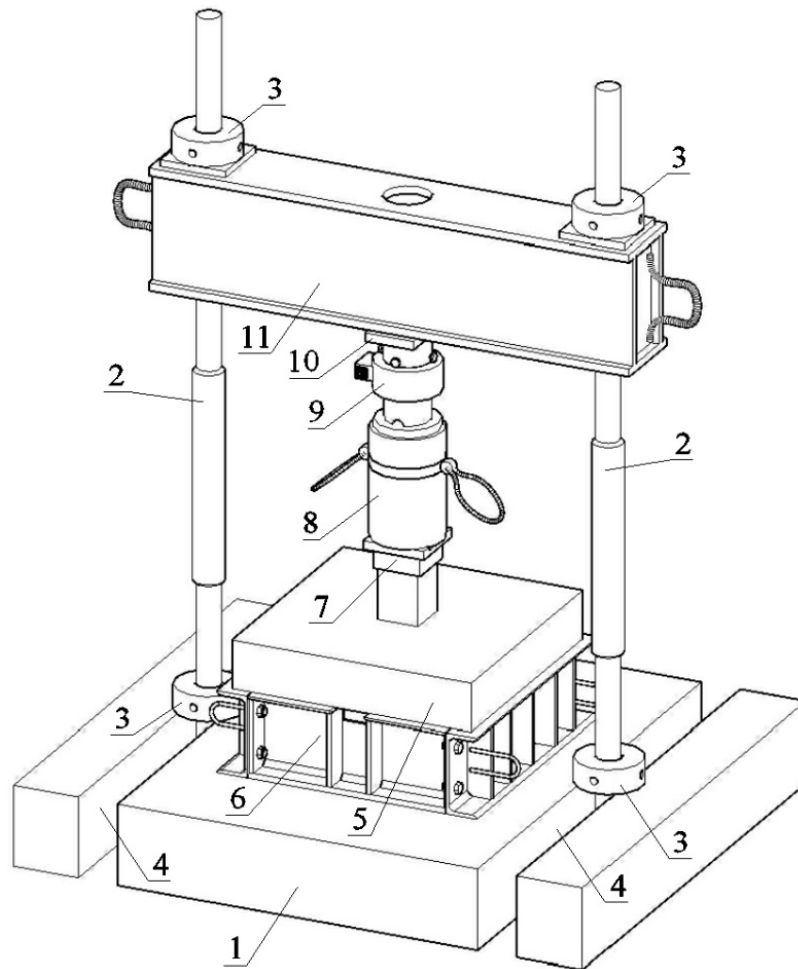


Рисунок 2.9 – Стенд для проведения испытаний при действии статических нагрузок. Обозначения: 1 - силовой пол; 2 - вертикальные тяжи; 3 - гайки; 4 - ручки силового пола; 5 - экспериментальный образец; 6 - опорный элемент; 7 - оголовок колонны; 8 - гидравлический домкрат; 9 - силоизмеритель; 10 - распределительная пластина; 11 - упорная траверса

## 2.5 Методика проведения испытаний на динамическую нагрузку

Испытательный стенд, используемый для приложения кратковременных динамических нагрузок к железобетонным элементам, был запроектирован на основе копровой установки (рисунок 2.10, рисунок 2.11, рисунок 2.12) и установлен на силовом полу 1 для обеспечения жесткого закрепления.

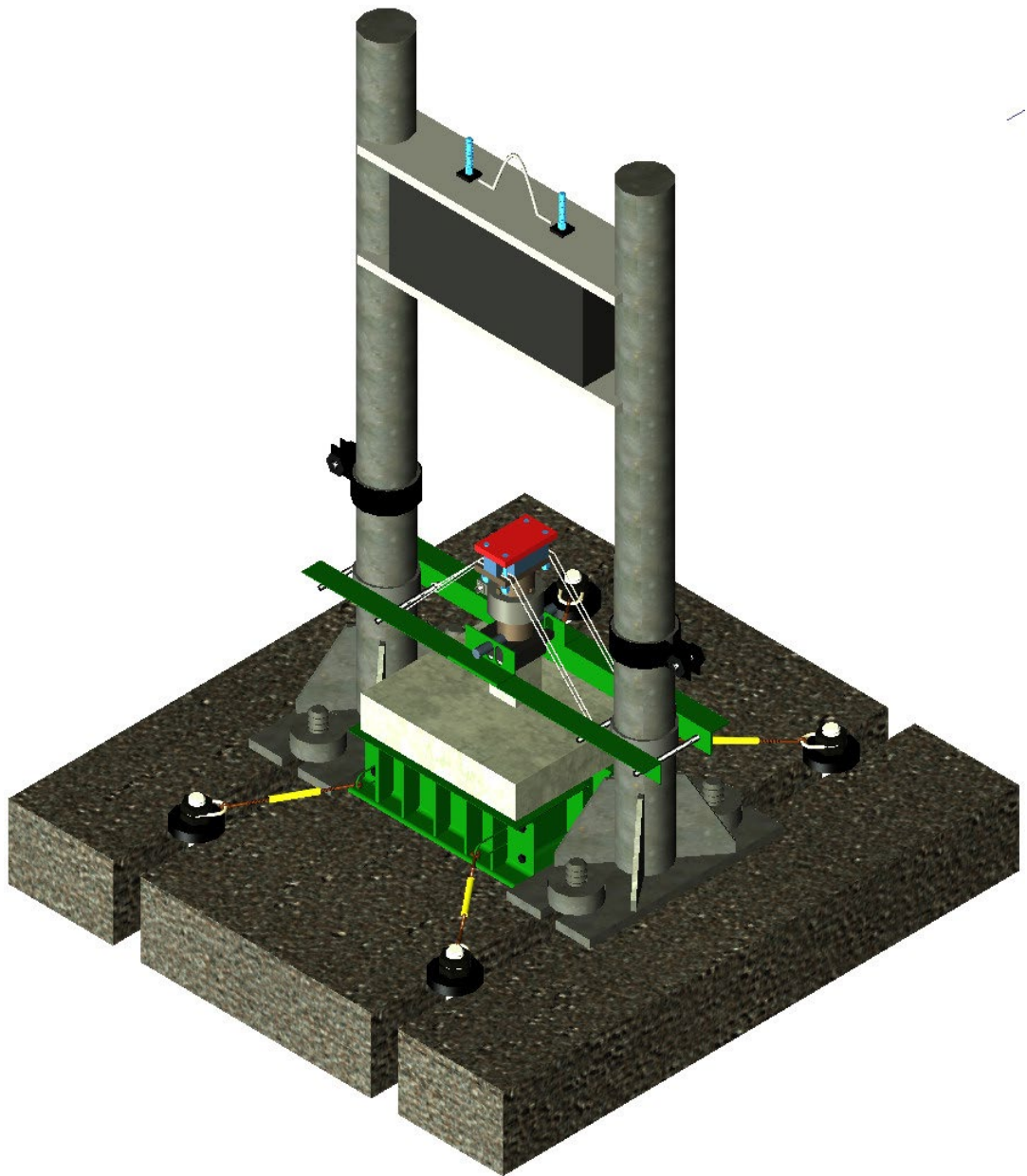


Рисунок 2.10 – Стенд для проведения испытаний железобетонных элементов при работе на продавливание при кратковременном динамическом нагружении. Трехмерная модель

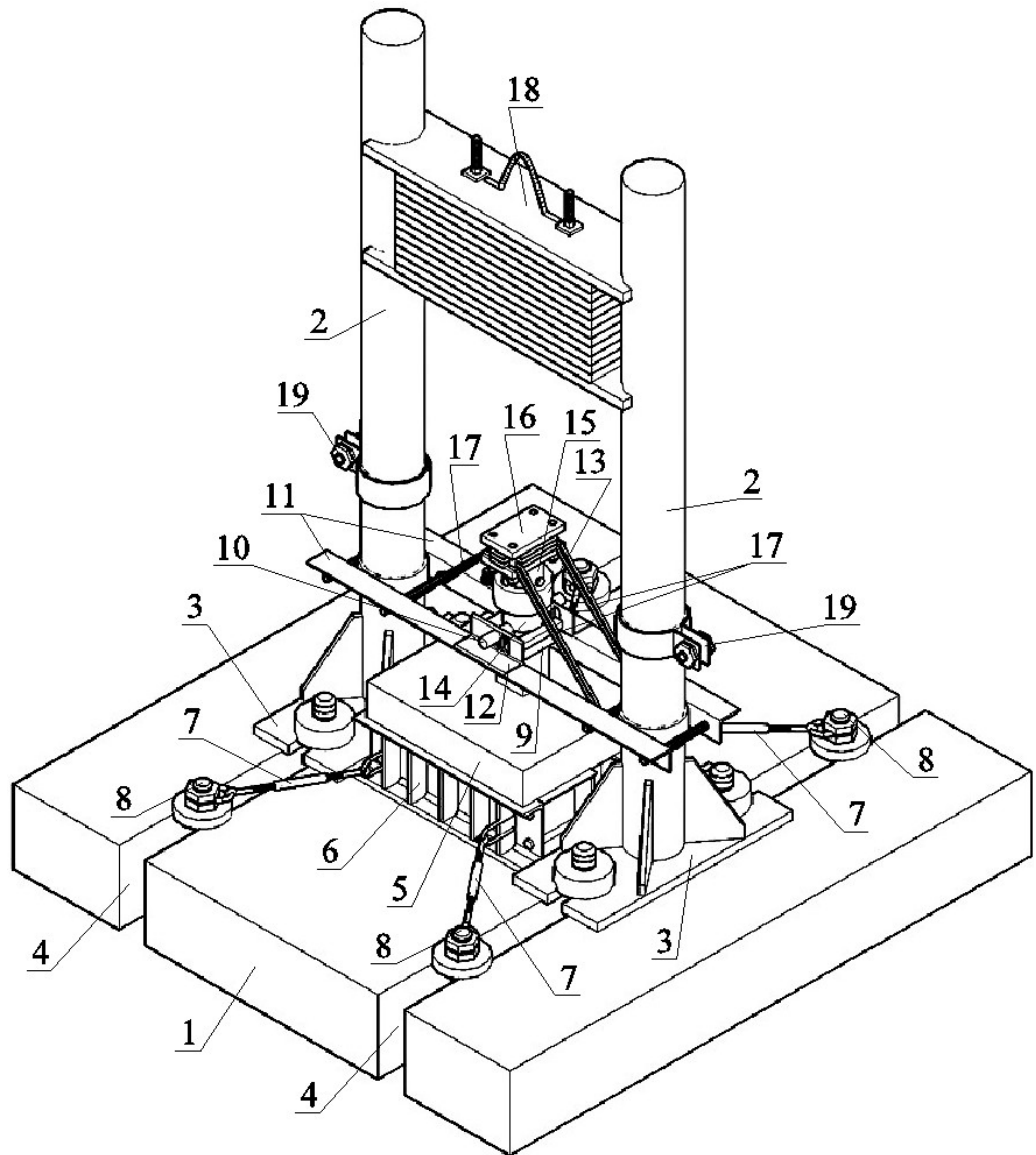


Рисунок 2.11 – Стенд для проведения испытаний железобетонных элементов при работе на продавливание при кратковременном динамическом нагружении: 1 – силовой пол; 2 – стойки копра; 3 – база для крепления стоек копра к силовому полу; 4 – каналы силового пола; 5 – плита образца; 6 – опорный контур для плиты; 7-8 – крепление опорного контура; 9,10,11,12 – крепления динамометра; 13 – датчик ускорений; 14 – динамометр; 15,16,17 – приспособления для центрирования и фиксации динамометра; 18 – строповочная петля для груза; 19 – стопор для груза

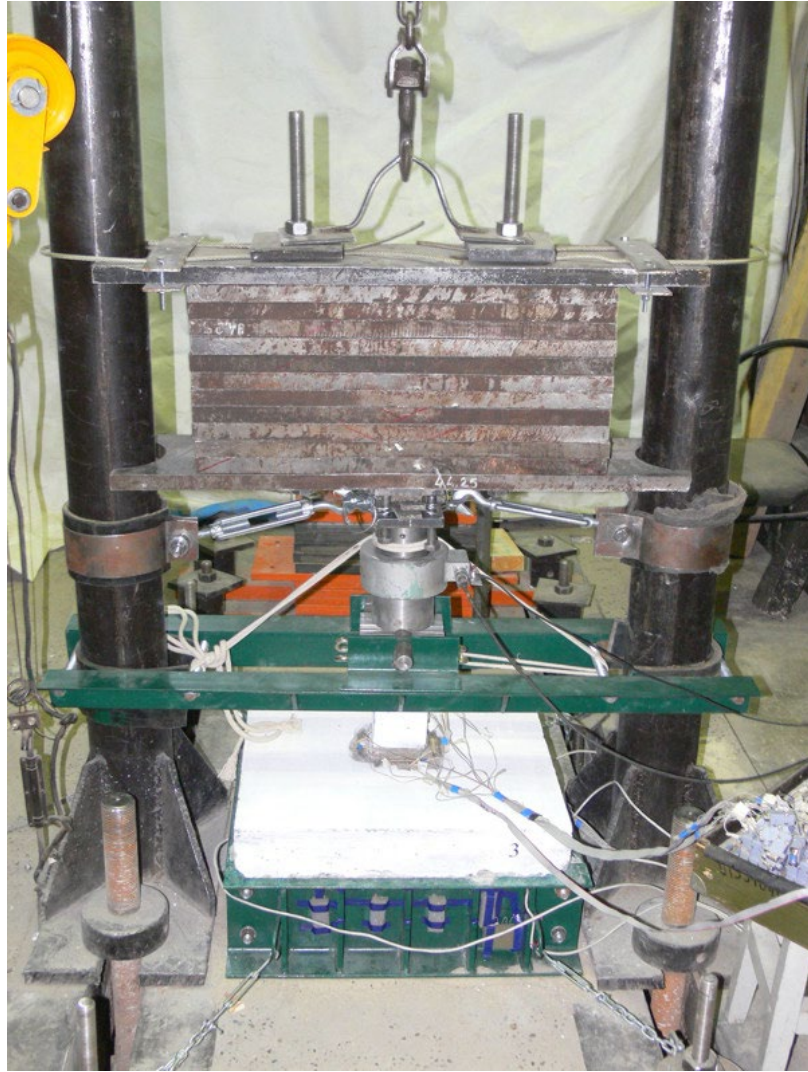


Рисунок 2.12 – Стенд и опытный образец перед испытанием на продавливание при кратковременном динамическом нагружении

Динамическая нагрузка создавалась падающим грузом массой 400 кг, с высоты 570 мм, масса груза и высота падения при этом обеспечивали достижение предельного состояния в железобетонных элементах (образцах). Продолжительность действия нагрузки в экспериментальных исследованиях составляла 25-40 мс.

## 2.6 Результаты испытаний

Статическая нагрузка на опытные образцы прикладывалась ступенями в пределах 0.05-0,1 от теоретической разрушающей. На рисунках 2.13 – 2.16

представлены диаграммы изменения деформаций бетона и арматуры в зависимости от внешней нагрузки.

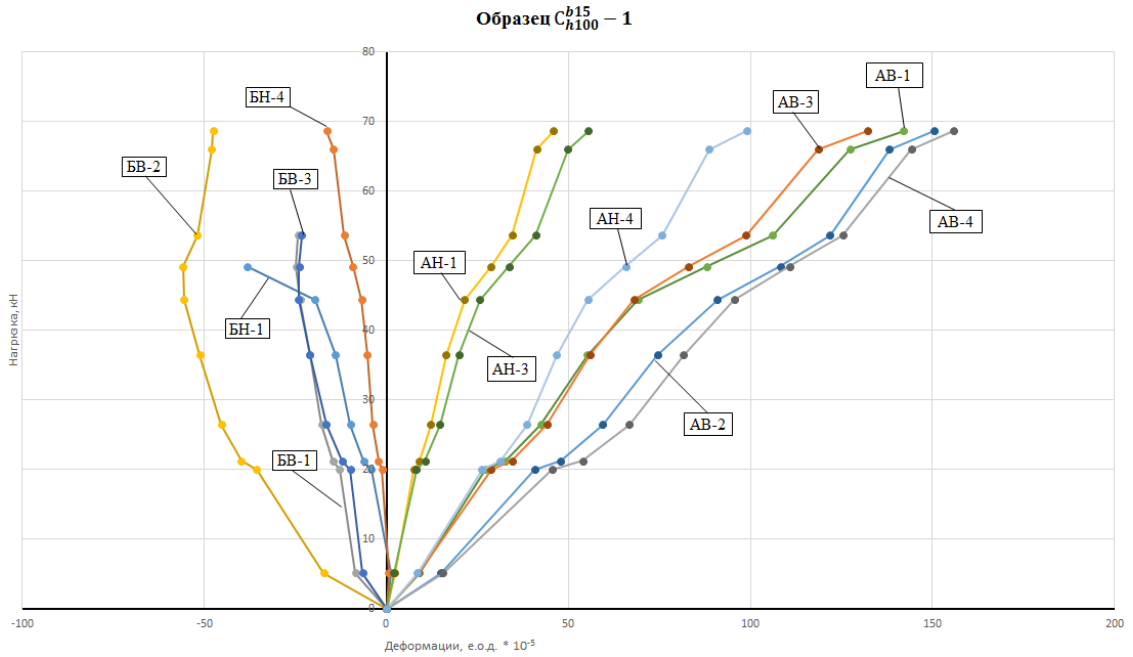


Рисунок 2.13 – График зависимости развития деформаций от прикладываемой нагрузки для образца  $C_{h100}^{b15} - 1$

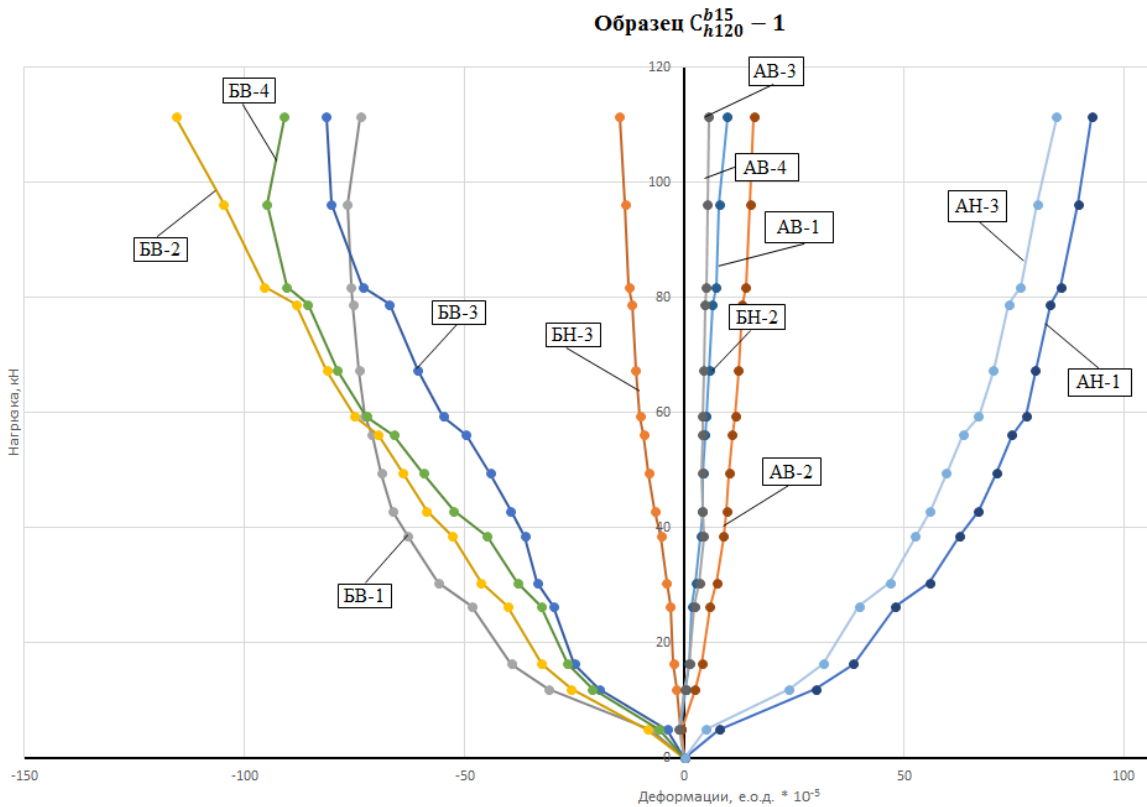


Рисунок 2.14 – График зависимости развития деформаций от прикладываемой нагрузки для образца  $C_{h120}^{b15} - 1$

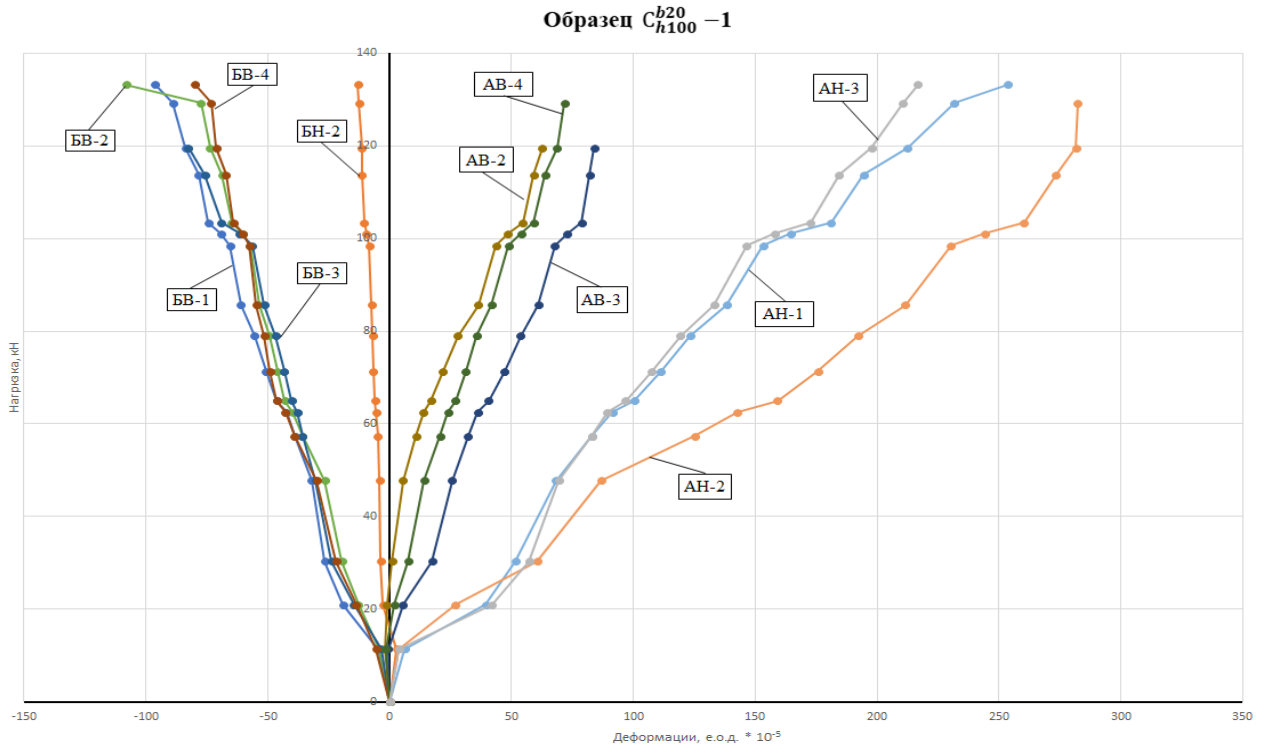


Рисунок 2.15 – График зависимости развития деформаций от прикладываемой нагрузки для образца  $C_{h100}^{b20} - 1$

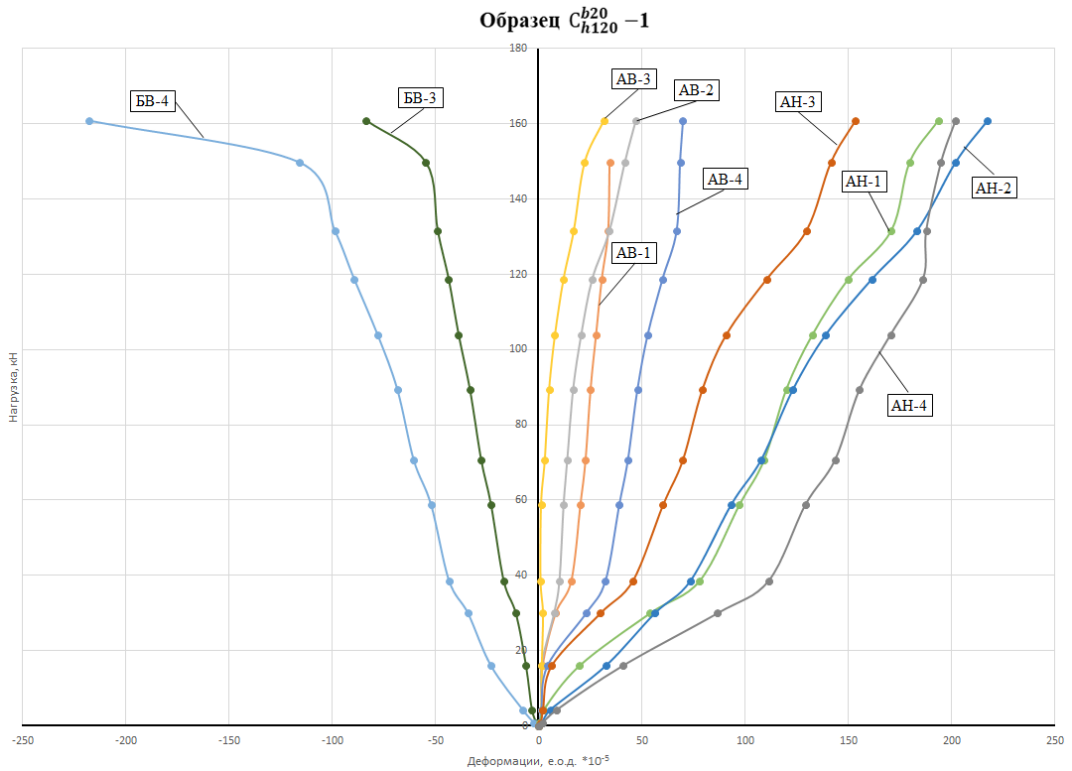


Рисунок 2.16 – График зависимости развития деформаций от прикладываемой нагрузки для образца  $C_{h120}^{b20} - 1$

Характер изменения динамической нагрузки во времени показан на рисунке 2.17, при этом время от момента приложения и до максимального значения изменялось в пределах 2 – 4 мс.

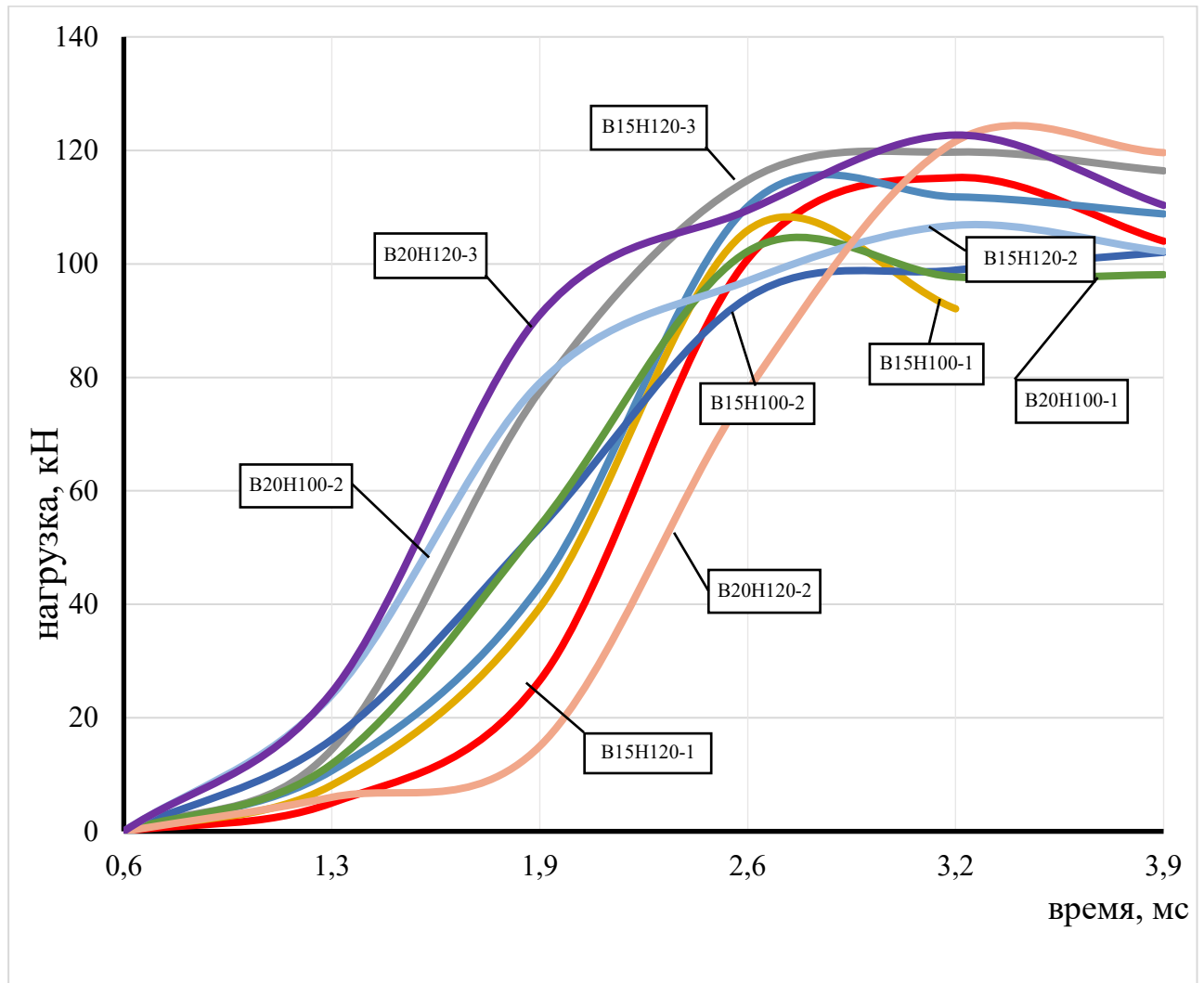


Рисунок 2.17 – Графики изменения динамической нагрузки во времени для указанных образцов [74]

В результате обработки экспериментальных данных были построены графики зависимостей деформаций бетона и арматуры в зависимости от кратковременной динамической нагрузки. Диаграммы развития деформаций арматуры и бетона при динамическом нагружении представлены на рисунках 2.18-2.22.

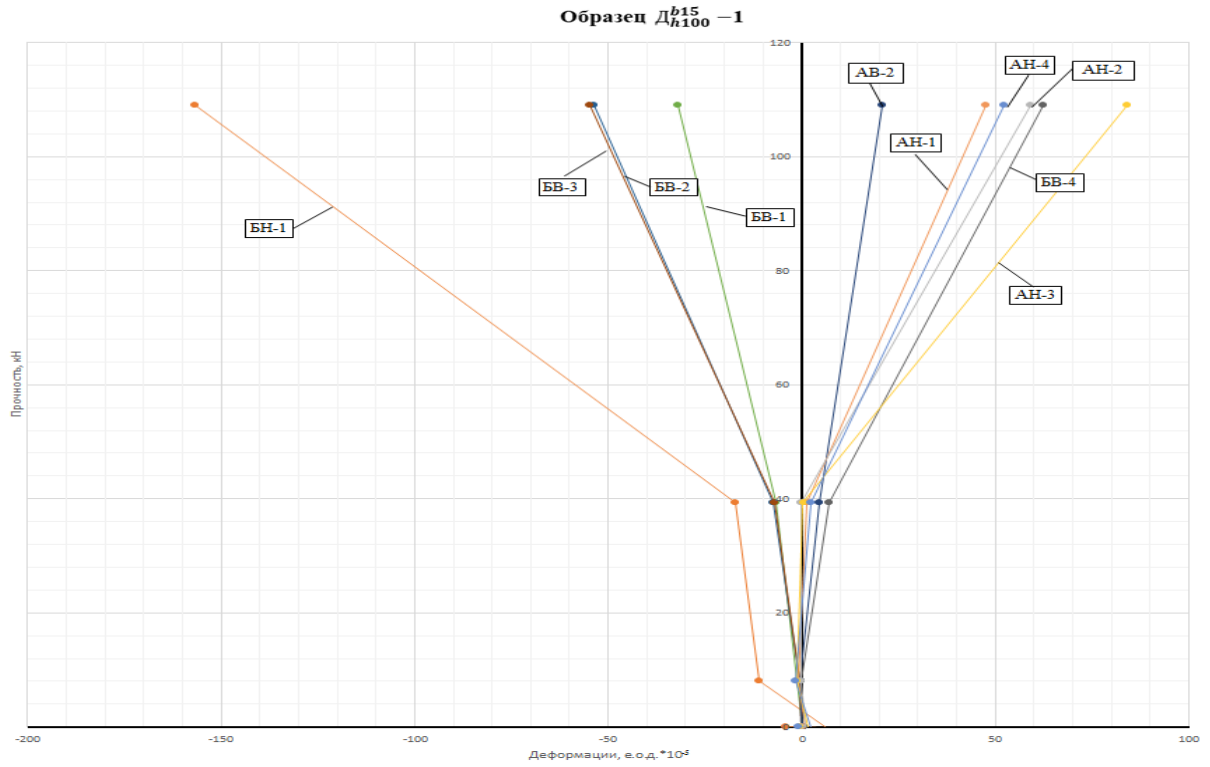


Рисунок 2.18 – График зависимости развития деформаций от прикладываемой нагрузки для образца  $D_{h100}^{b15} - 1$

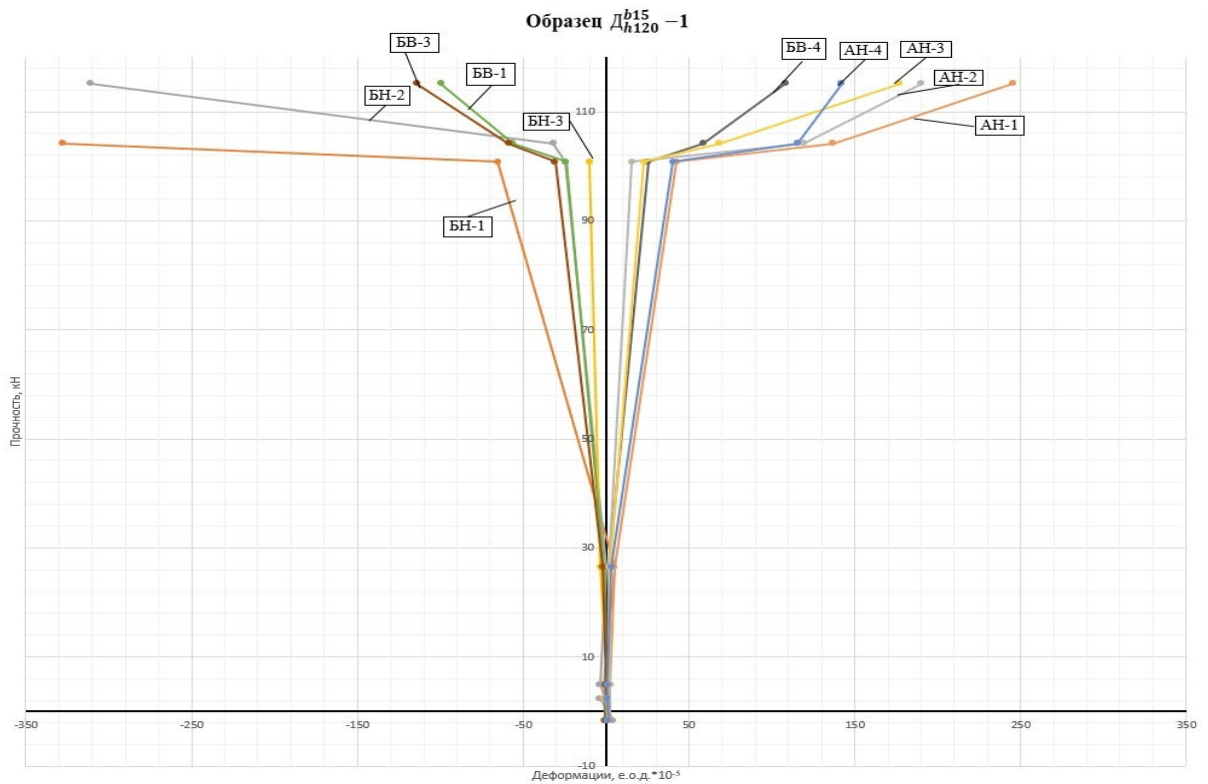


Рисунок 2.19 – График зависимости развития деформаций от прикладываемой нагрузки для образца  $D_{h120}^{b15} - 1$

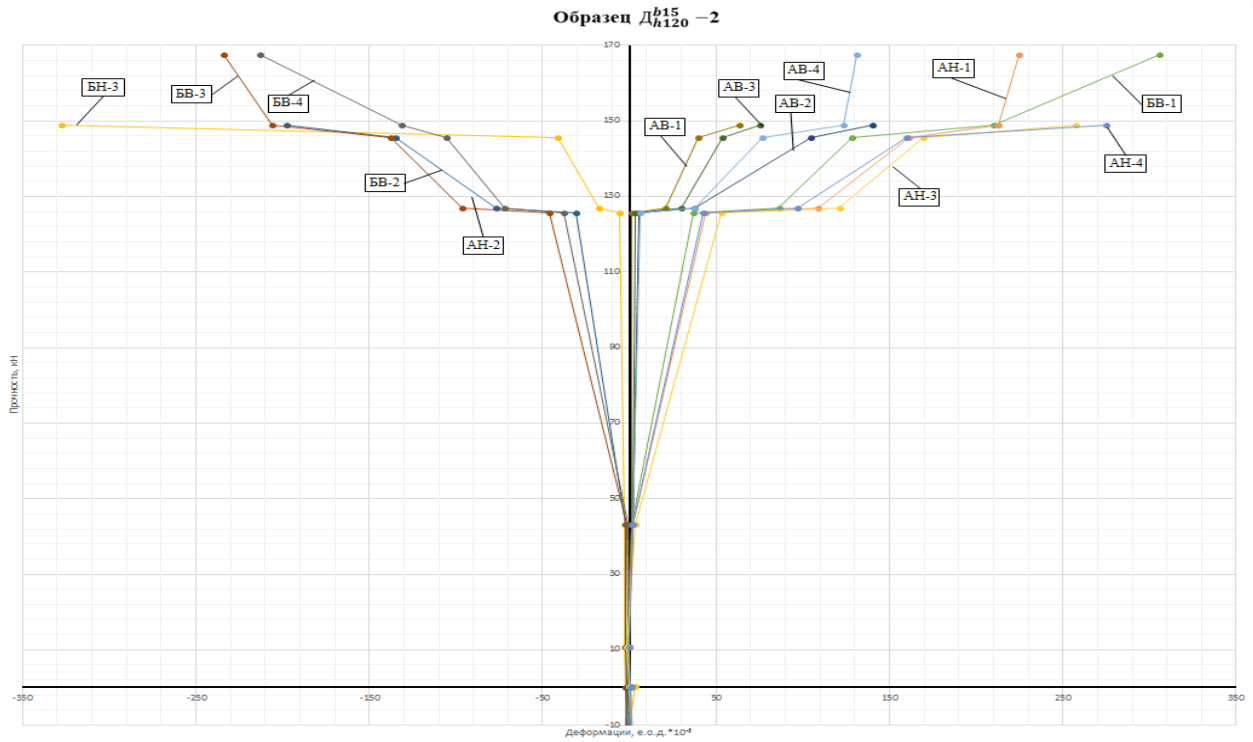


Рисунок 2.20 – График зависимости развития деформаций от прикладываемой нагрузки для образца  $D_{h120}^{b15} - 2$

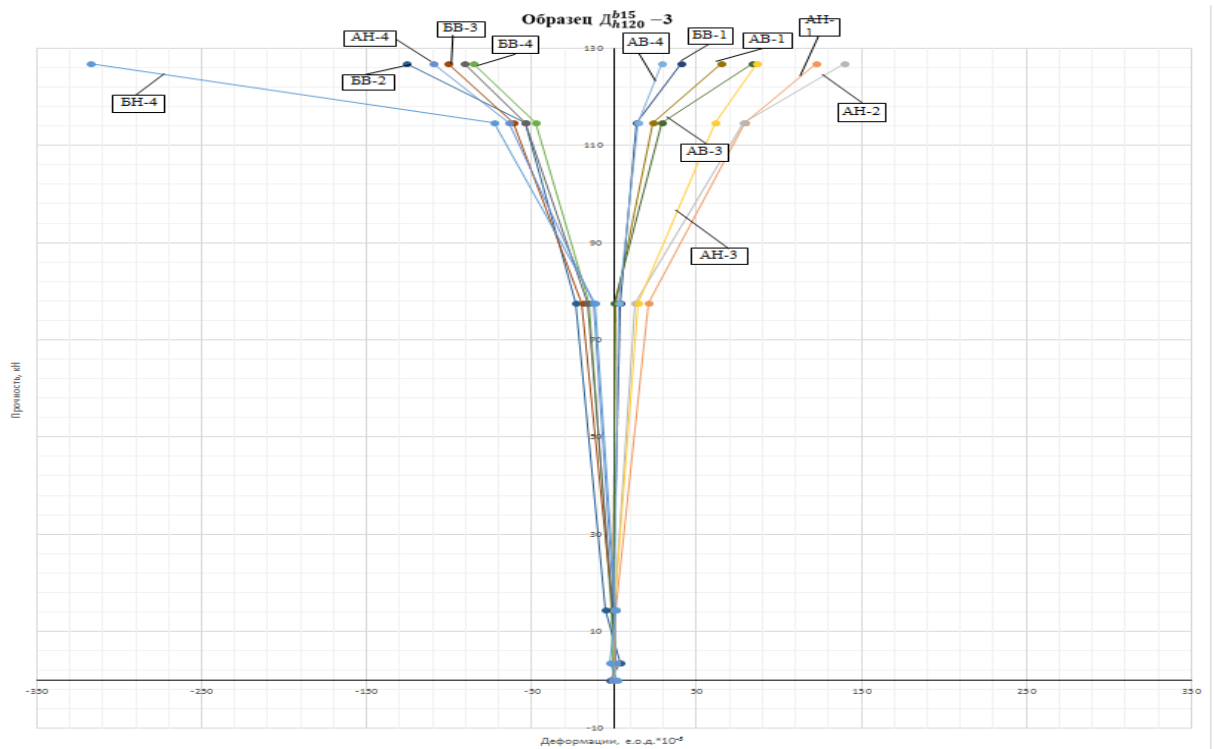


Рисунок 2.21 – График зависимости развития деформаций от прикладываемой нагрузки для образца  $D_{h120}^{b15} - 3$

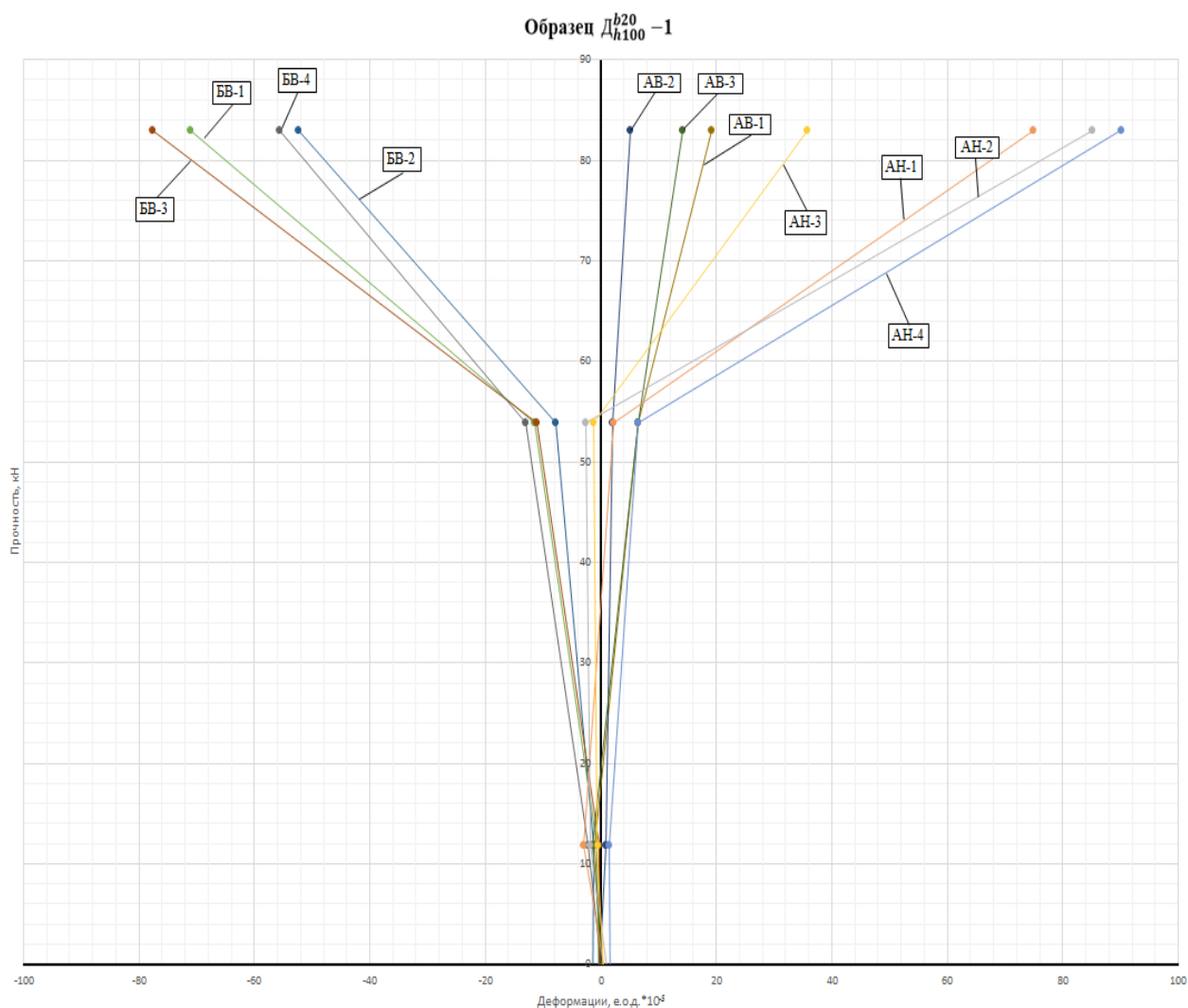
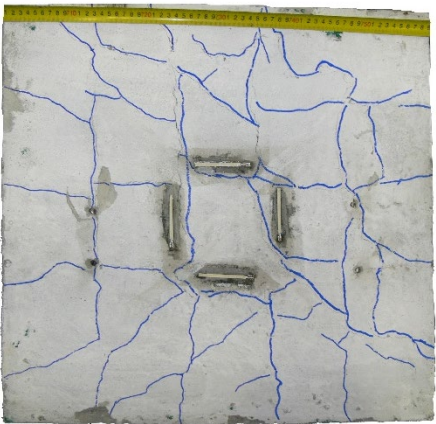

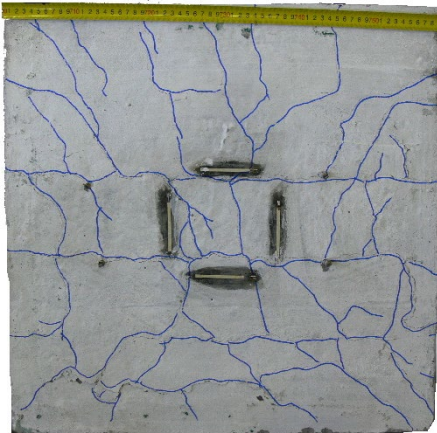

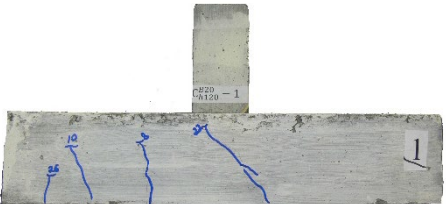
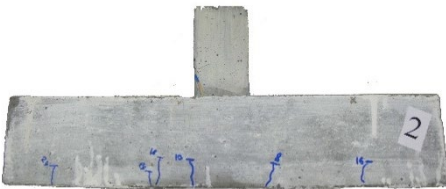
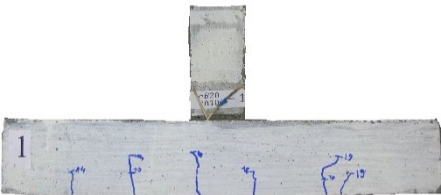
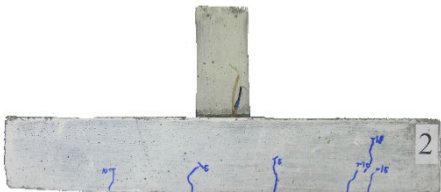
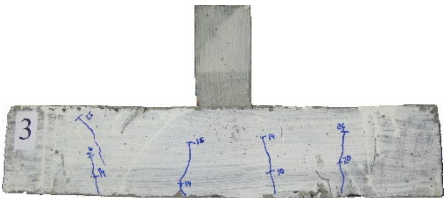
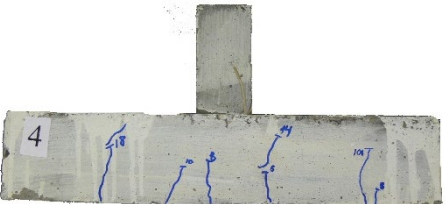
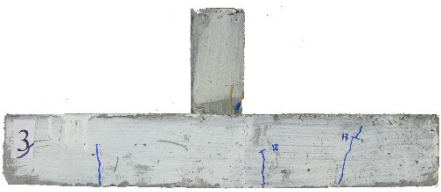
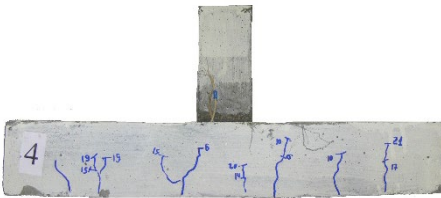


Рисунок 2.22 – График зависимости развития деформаций от прикладываемой нагрузки для образца  $D_{h100}^{b20} - 1$


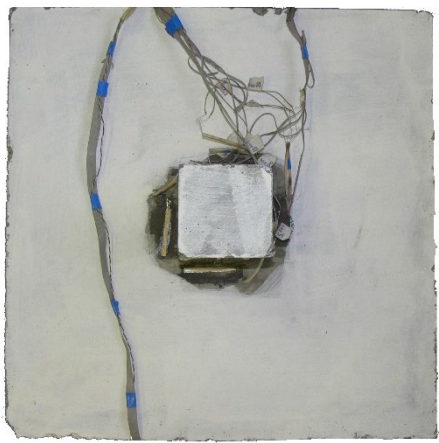
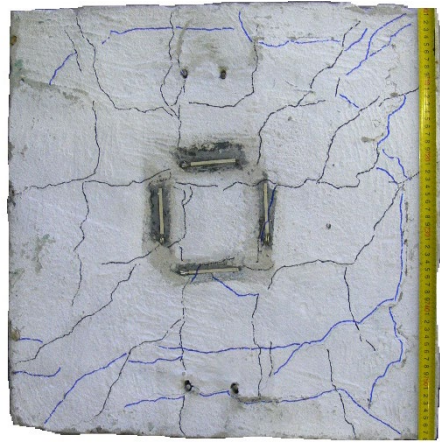
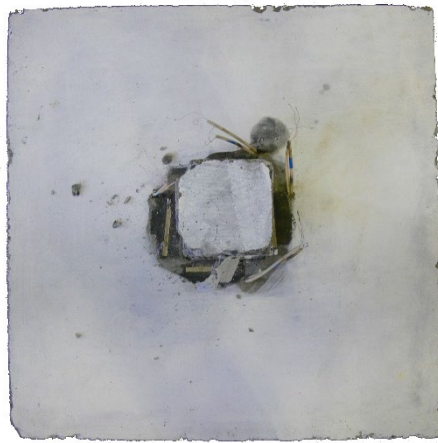

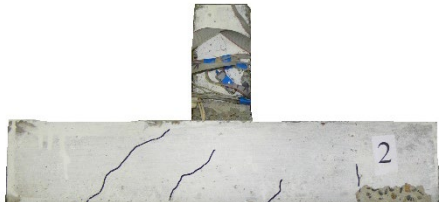
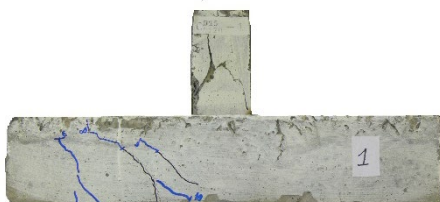
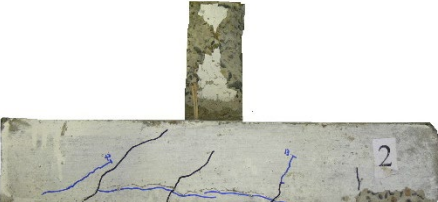

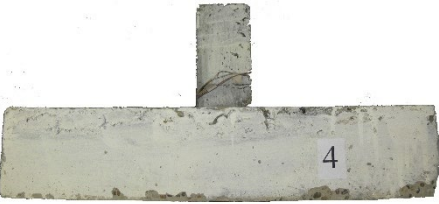
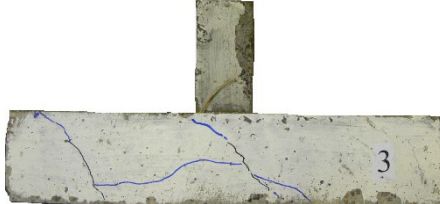
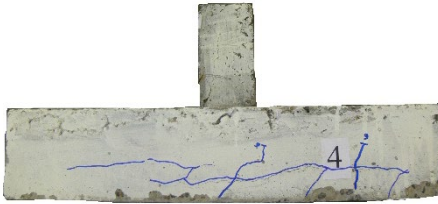
С целью детального изучения схем трещинообразования и разрушения железобетонных образцов после испытаний, маркером на их поверхностях в непосредственной близости от образовавшихся трещин были нанесены соответствующие линии. Далее была произведена фотофиксация экспериментальных образцов снизу, сверху и с четырех боковых граней. Полученные результаты представлены в таблице 2.4.

На основе результатов анализа полученных схем трещинообразования экспериментальных образцов можно сделать вывод о том, что в целом было получено характерное для продавливания железобетонных элементов разрушение.

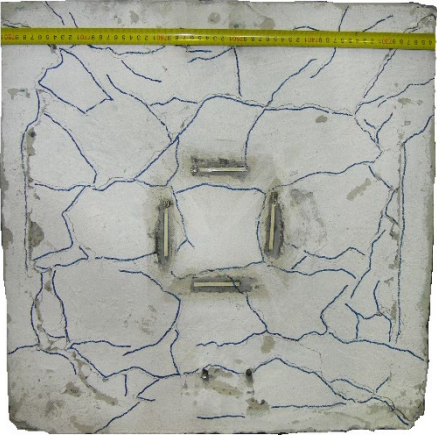

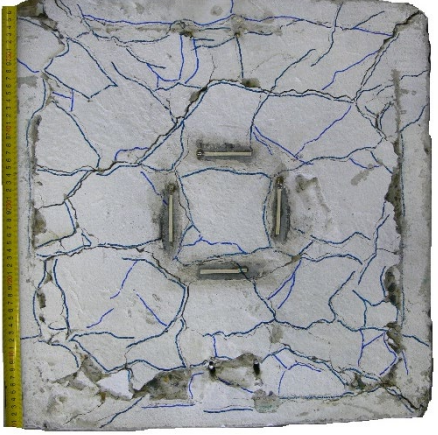
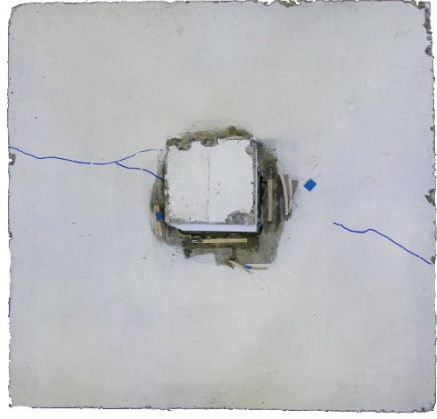

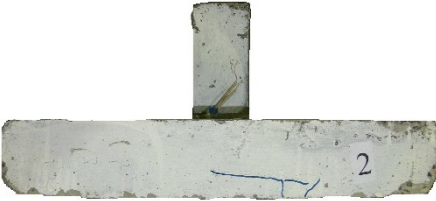

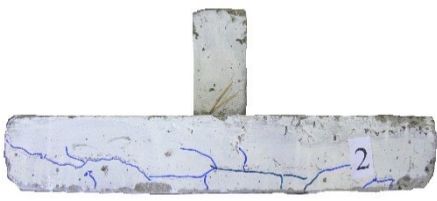
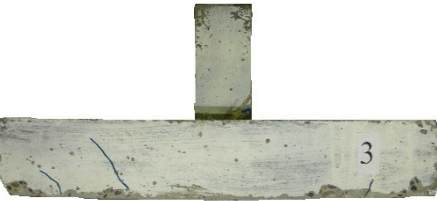
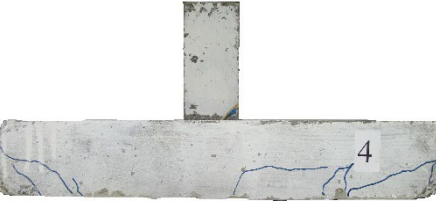
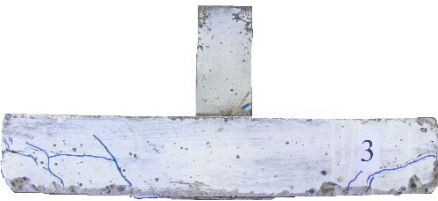
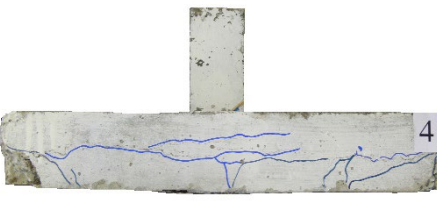
Таблица 2.4 – Схемы трещинообразования и разрушения экспериментальных образцов

$C_{h120}^{B20} - 1$		$C_{h100}^{B20} - 1$	
Снизу	сверху	снизу	сверху
			
боковая 1	боковая 2	боковая 1	боковая 2
			
боковая 3	боковая 4	боковая 3	боковая 4
			



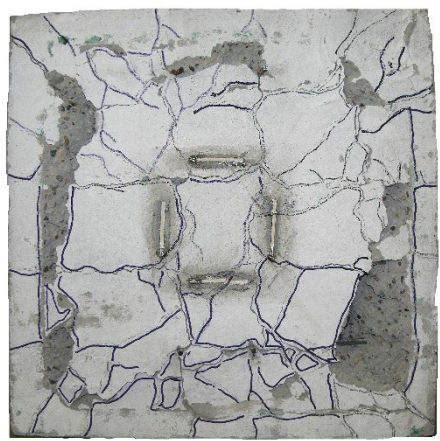



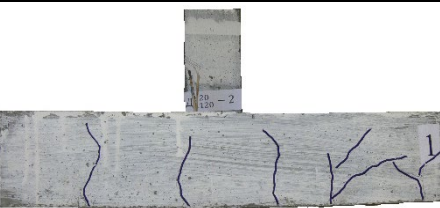
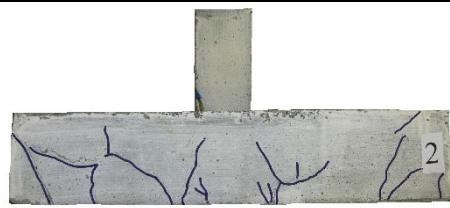


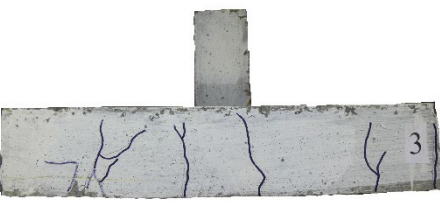
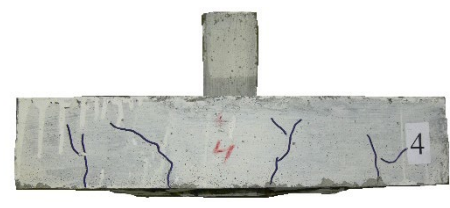
Продолжение таблицы 2.4

$C_{h120}^{B15} - 1$		$C_{h120}^{B15} - 1$	
снизу	сверху	снизу	сверху
			
боковая 1	боковая 2	боковая 1	боковая 2
			
боковая 3	боковая 4	боковая 3	боковая 4
			

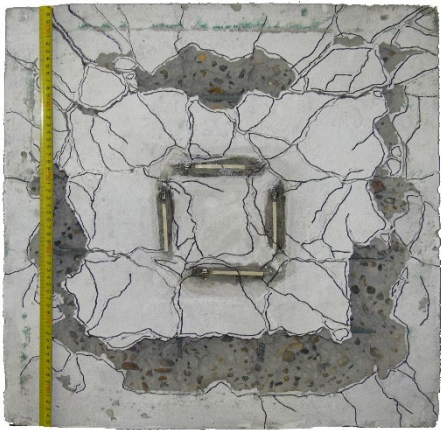

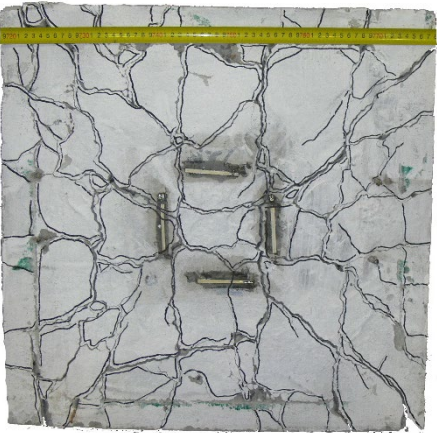

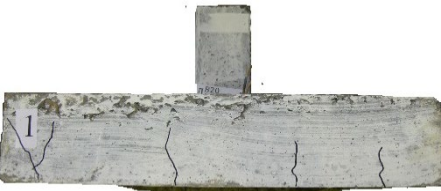

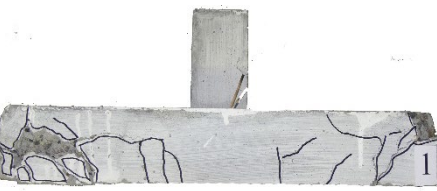
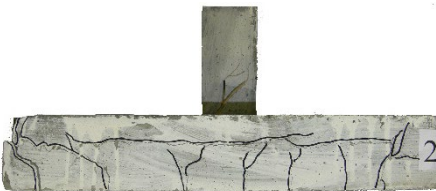
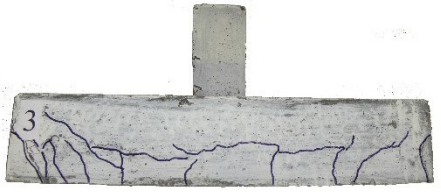
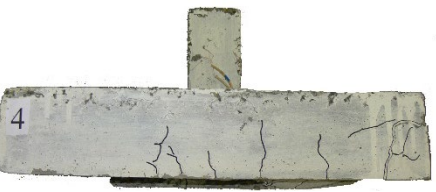

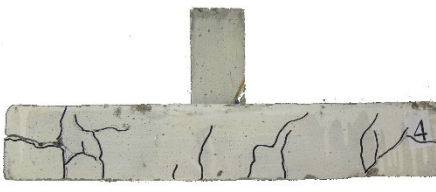
Продолжение таблицы 2.4

$C_{h100}^{B15} - 1$		$C_{h100}^{B15} - 1$	
Снизу	сверху	снизу	сверху
			
боковая 1	боковая 2	боковая 1	боковая 2
			
боковая 3	боковая 4	боковая 3	боковая 4
			

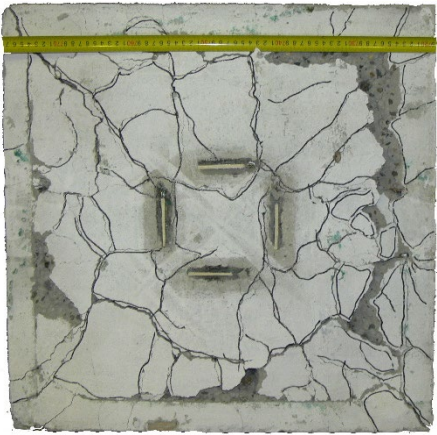
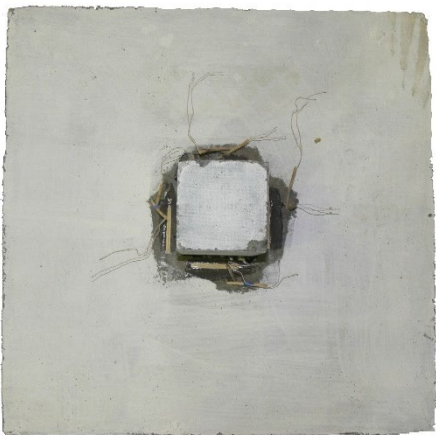
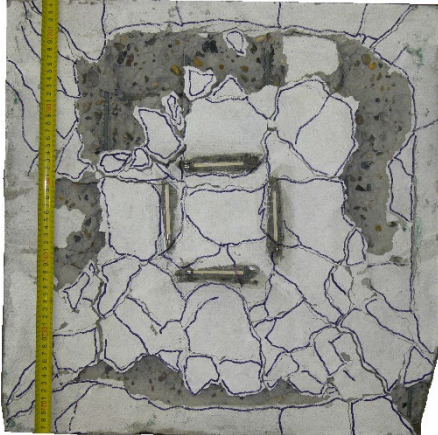
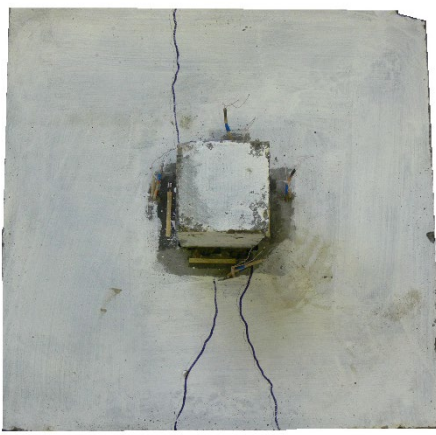
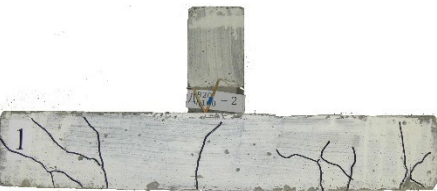
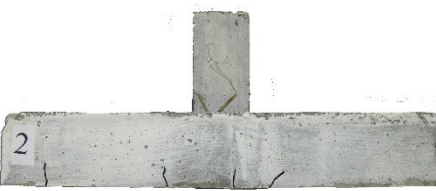

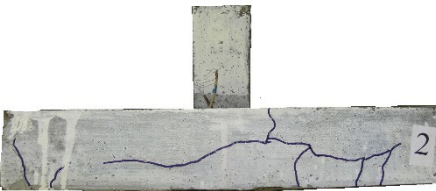
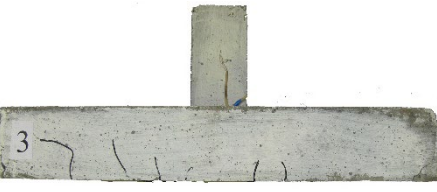
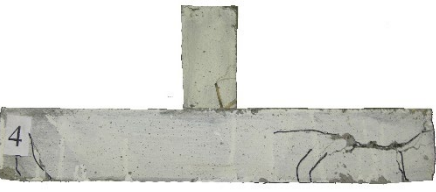
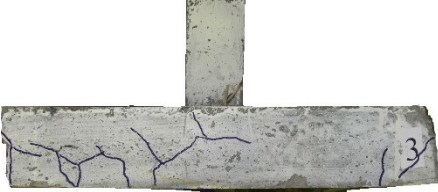

Продолжение таблицы 2.4

$D_{h120}^{B20} - 1$		$D_{h120}^{B20} - 2$	
Снизу	сверху	снизу	сверху
			
боковая 1	боковая 2	боковая 1	боковая 2
			
боковая 3	боковая 4	боковая 3	боковая 4
			



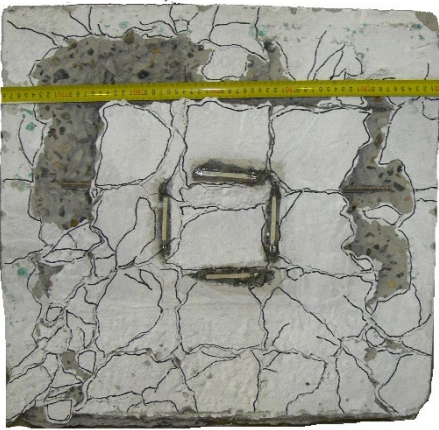
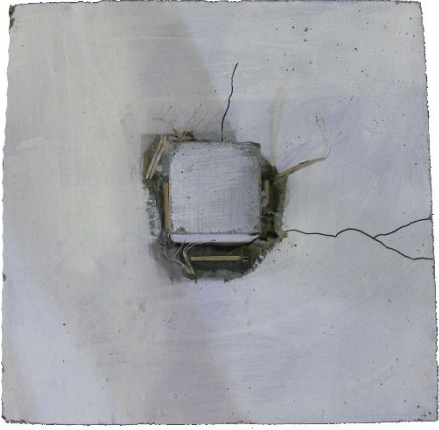








Продолжение таблицы 2.4

$D_{h120}^{B20} - 3$		$D_{h100}^{B20} - 1$	
снизу	сверху	снизу	сверху
			
боковая 1	боковая 2	боковая 1	боковая 2
			
боковая 3	боковая 4	боковая 3	боковая 4
			



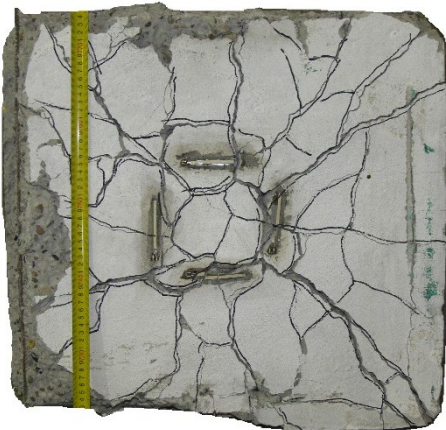






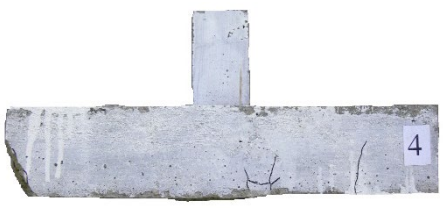


Продолжение таблицы 2.4

$D_{h100}^{B20} - 2$		$D_{h100}^{B20} - 3$	
снизу	сверху	снизу	сверху
			
боковая 1	боковая 2	боковая 1	боковая 2
			
боковая 3	боковая 4	боковая 3	боковая 4
			

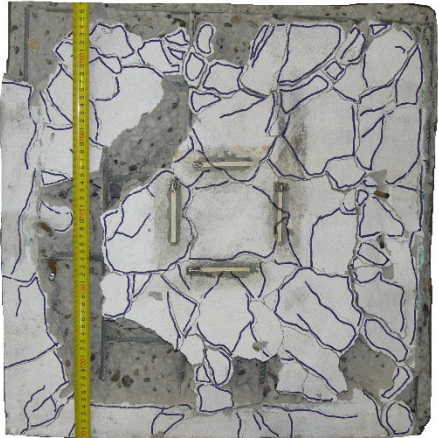

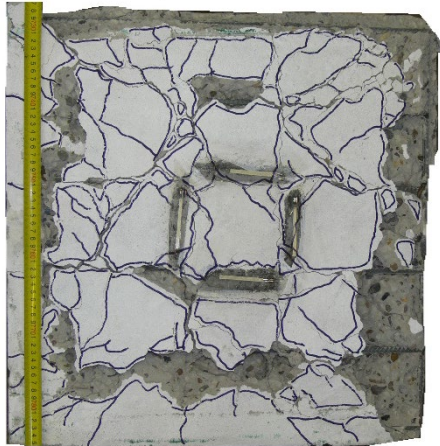



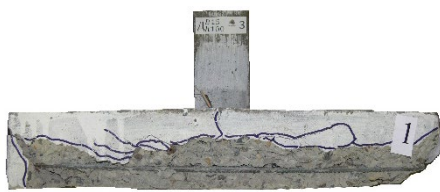
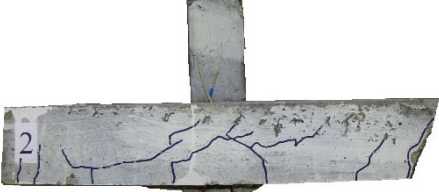
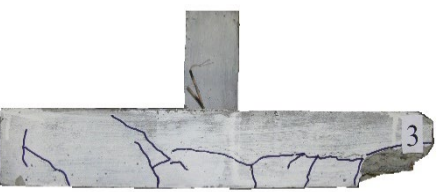
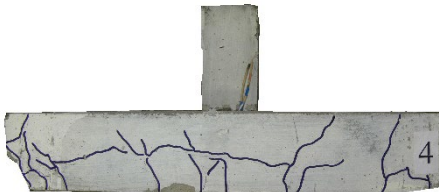


Продолжение таблицы 2.4

$D_{h120}^{B15} - 1$		$D_{h120}^{B15} - 2$	
Снизу	сверху	снизу	сверху
			
боковая 1	боковая 2	боковая 1	боковая 2
			
боковая 3	боковая 4	боковая 3	боковая 4
			

Продолжение таблицы 2.4

$D_{h120}^{B15} - 3$		$D_{h100}^{B15} - 1$	
снизу	сверху	снизу	сверху
			
боковая 1	боковая 2	боковая 1	боковая 2
			
боковая 3	боковая 4	боковая 3	боковая 4
			

Окончание таблицы 2.4

$D_{h100}^{B15} - 2$		$D_{h100}^{B15} - 3$	
снизу	сверху	снизу	сверху
			
боковая 1	боковая 2	боковая 1	боковая 2
			
боковая 3	боковая 4	боковая 3	боковая 4
			

У всех образцов в верхней зоне было зафиксировано смещение колонн внутрь плитных частей на различную величину (от 5 до 25 мм). При этом на верхней поверхности плитной части образца трещины практически не образовывались, бетон разрушался только по периметру колонной части. Плоскость верхней поверхности плитной части нарушена не значительно. Исключением здесь был образец  $D_{h100}^{b15} - 1$  – произошло разрушение сжатой зоны плитной части.

На боковых гранях образцов были зафиксированы в основном нормальные трещины, которые являлись продолжением трещин, образовавшихся на нижней поверхности. Количество трещин на боковых гранях составляло от 4 до 7 штук. В среднем больше трещин на боковых гранях было зафиксировано у образцов толщиной 100 мм. Также нужно отметить, что на боковых гранях образовывались горизонтальные трещины, а у нескольких образцов - сколы бетона. Это было обусловлено срезом бетона в местах опирания по периметру.

В таблице 2.5 представлены значения максимальных нагрузок, приложенных к фрагментам сопряжения колонны с перекрытием при статическом и динамическом нагружениях.

Таблица 2.5 – Максимальные значения нагрузок

<b>Статика</b>				
Марка образца	$C_{h100}^{b15}$	$C_{h120}^{b15}$	$C_{h100}^{b20}$	$C_{h120}^{b20}$
Максимальное значение нагрузки, кН	104,9	129,5	124,7	160,9
<b>Динамика</b>				
Марка образца	$D_{h100}^{b15} - 1$	$D_{h120}^{b15} - 1$	$D_{h100}^{b20} - 1$	$D_{h120}^{b20} - 1$
Максимальное значение нагрузки, кН	105,9	115,2	102,2	128,4
Марка образца	$D_{h100}^{b15} - 2$	$D_{h120}^{b15} - 2$	$D_{h100}^{b20} - 2$	$D_{h120}^{b20} - 2$
Максимальное значение нагрузки, кН	102,4	111,8	106,8	121,6
Марка образца	$D_{h100}^{b15} - 3$	$D_{h120}^{b15} - 3$	$D_{h100}^{b20} - 3$	$D_{h120}^{b20} - 3$
Максимальное значение нагрузки, кН	101,4	119,7	103,0	122,7

## 2.7 Развитие деформаций арматуры и бетона в расчетных сечениях плиты при продавливании

Зоны, в которых определялись деформации бетона и арматуры, были ограничены: в сжатой зоне – шириной грани колонны; в растянутой зоне – нижним основанием пирамиды продавливания.

По представленным графикам развития деформаций в арматуре и бетоне при статическом нагружении (см. рисунки 2.13 – 2.16) можно отметить их плавное развитие. Отмечается одновременный рост деформаций растяжения в арматуре по нижней грани и сжатия в бетоне и арматуре по верхней грани плиты. Причем деформации растяжения существенно превышают деформации сжатия. Таким образом, при симметричном статическом нагружении в сечениях по граням колонны образуется сжатая и растянутая зоны. Соответственно растяжение воспринимается нижней арматурой, а сжатие - в основном бетоном и частично верхней арматурой.

При действии статической нагрузки деформации бетона и арматуры достигали следующих значений:

– средние значения максимальных деформаций для сжатого бетона составили  $\varepsilon_b = 163 \cdot 10^{-5}$ ;

– средние значения максимальных деформаций для растянутого бетона составили более  $\varepsilon_{bt} = 15 \cdot 10^{-5}$ . Здесь нужно отметить, что датчики продолжали работать после образования первых трещин;

– средние значения максимальных деформаций для сжатой арматуры составили  $\varepsilon_{sc} = 130 \cdot 10^{-5}$ ;

– средние значения максимальных деформаций для растянутой арматуры составили  $\varepsilon_s = 248 \cdot 10^{-5}$ .

При этом в предельной по несущей способности стадии при продавливании деформации арматуры и сжатого бетона не достигают значений, соответствующих нормативным сопротивлениям.

При динамическом нагружении также имеет место сжатая и растянутая зоны, однако характер развития деформаций отличается от характера при статическом нагружении (см. рисунки 2.18 – 2.22). До уровня в среднем 60 % от разрушающей нагрузки происходит рост только упругих деформаций, что говорит о запаздывании пластических деформаций при высоких скоростях деформирования. Однако при уровнях нагрузки близким к разрушающим происходит интенсивный прирост неупругих деформаций.

При действии кратковременной динамической нагрузки деформации бетона и арматуры достигали следующих значений:

– для сжатого бетона максимальные деформации составили  $\varepsilon_b = 186 \cdot 10^{-5}$  –  $327 \cdot 10^{-5}$ . Средние значения деформаций сжатого бетона составили  $\varepsilon_b = 266 \cdot 10^{-5}$ ;

– для растянутого бетона максимальные значения деформаций по показаниям датчиков составляли более  $\varepsilon_{bt} = 15 \cdot 10^{-5}$ . Здесь нужно отметить, что датчики продолжали работать после образования первых трещин, а реальные максимальные деформации растянутого бетона составляли -  $15 \dots 20 \cdot 10^{-5}$ . В этот момент в показаниях датчиков на растянутом бетоне происходил резкий скачок значений, что свидетельствует об образовании трещин в бетоне под датчиком;

– арматура нижней сетки при испытаниях оказалась растянутой, максимальные зафиксированные значения деформаций составили  $\varepsilon_s = 275 \cdot 10^{-5}$ . Это максимальные деформации, которые можно было контролировать при помощи используемых датчиков и регистрирующей аппаратуры.

Время нарастания и снижения до стабильного уровня деформаций бетона и арматуры при испытаниях на кратковременную динамическую нагрузку составило в среднем около 3,2 мс. Время нарастания деформаций бетона и арматуры от нуля до пикового значения составило в среднем около 3,6 мс.

Запаздывание пикового значения деформаций бетона и арматуры относительно пикового значения нагрузки составило в среднем около 0,5 мс.

Следует отметить, что в стадии достижения максимальной нагрузки деформации растянутой арматуры и сжатого бетона в большинстве своем также,

как при статическом нагружении, не достигают значений, соответствующих предельным напряжениям.


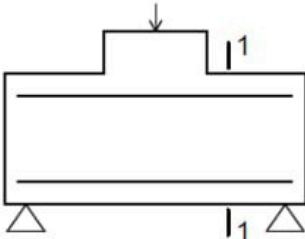
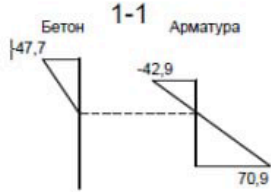
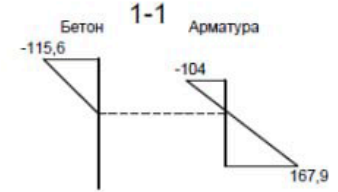
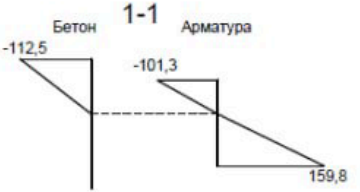
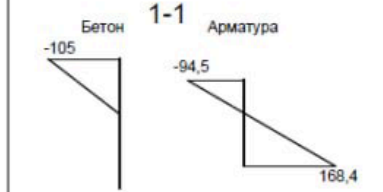
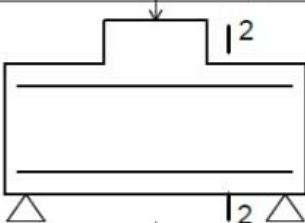
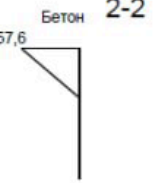
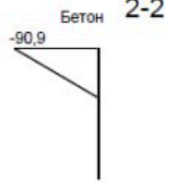

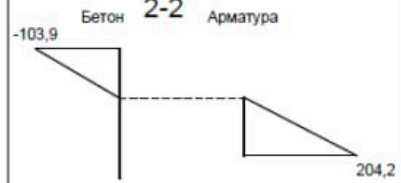
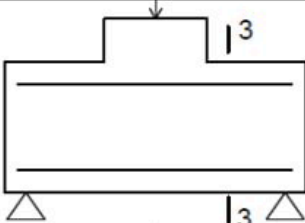
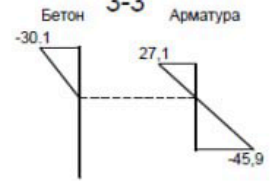
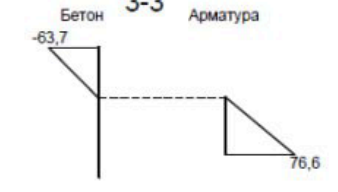
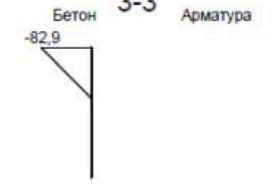
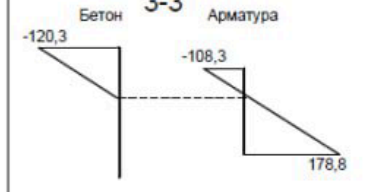
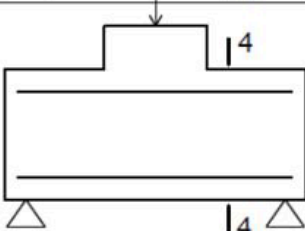
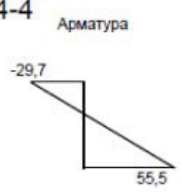
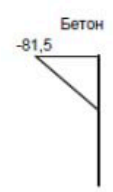
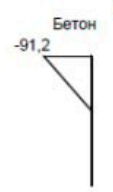
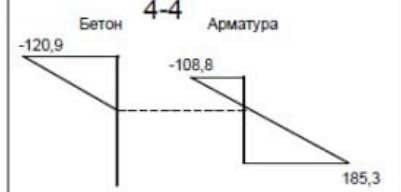
На основании полученных опытных значений относительных деформаций бетона и арматуры для каждого образца построены эпюры распределения деформация по сечению для статического и динамического нагружения. Эпюры построены для стадии, соответствующей максимальной нагрузке на опытный образец, и представлены в таблице 2.6. Для удобства, значения деформаций, приведенные на эпюрах, умножены на  $10^5$ .

Из анализа полученных эпюр можно сделать следующий вывод, что при последовательном статическом нагружении происходит постепенное увеличение деформаций арматуры нижней зоны АН-1, АН-2, АН-3, АН-4, деформаций бетона нижней зоны БН-1, БН-2, БН-3, БН-4. Постепенно с увеличением нагрузки на испытуемый образец происходит увеличение деформаций в арматуре АВ-1, АВ-2, АВ-3, АВ-4 и деформаций в бетоне в верхней зоне БВ-1, БВ-2, БВ-3, БВ-4. Происходит формирование бетона сжатой зоны, высота которой увеличивается до момента разрушения. Эпюры деформаций бетона носят знакопеременный характер, что свидетельствует о деформации сжатия и растяжения на верхней и нижней поверхности плиты.


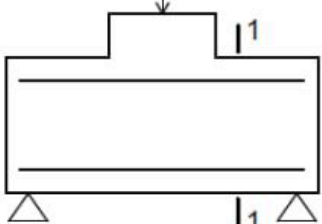

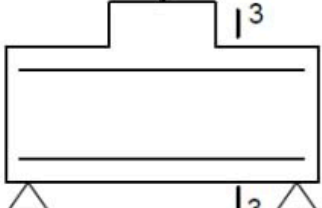
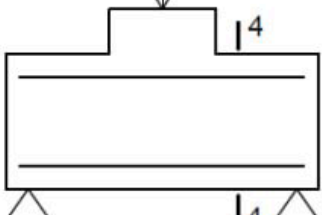
При динамическом нагружении полученные эпюры носят похожий характер. При этом также происходит рост деформаций растянутой (нижней арматуры) и увеличение деформаций верхней (сжатой) зоны бетона. Относительные величины деформаций в момент разрушения для статического нагружения имеют большие значения по сравнению со значениями деформаций для образцов соответствующей серии при динамической нагрузке [74].

При анализе деформаций бетона и арматуры каких-либо выраженных закономерностей в отличие поведения образцов при разном классе бетона и разной толщине плитной части выявлено не было.


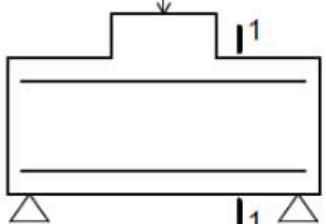
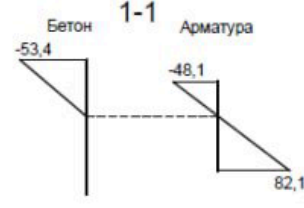
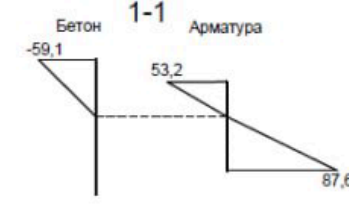
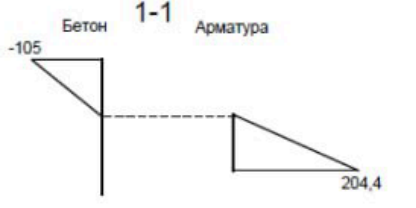
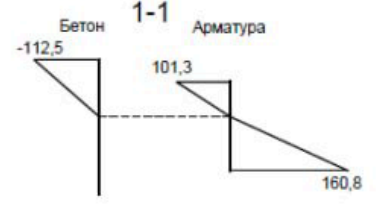
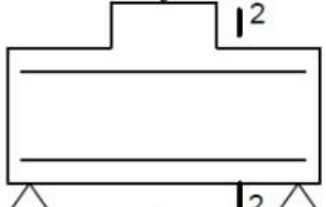
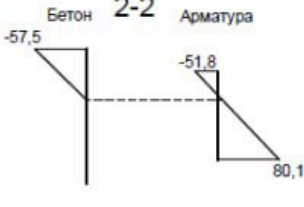
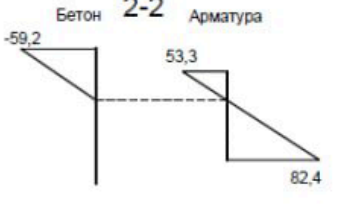
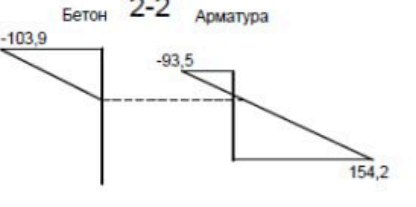

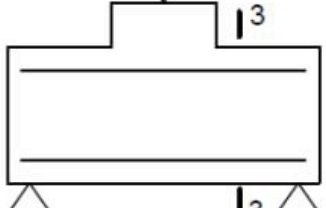
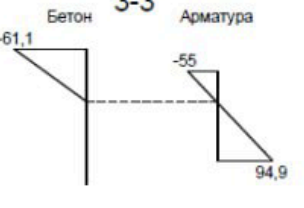
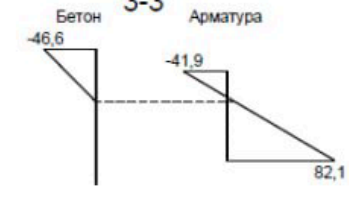
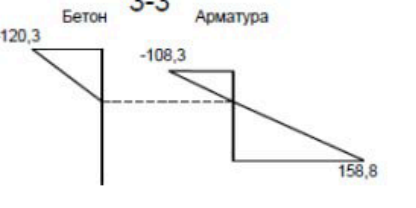

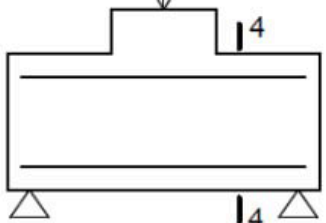
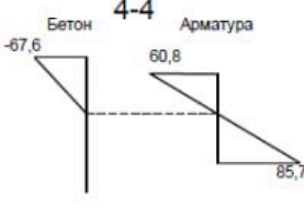
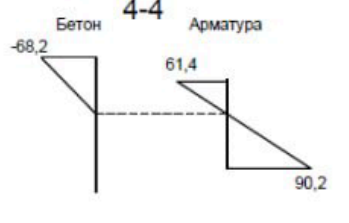
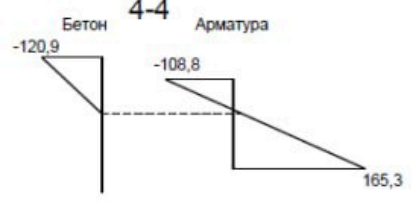

Таблица 2.6 – Эпюры максимальных деформаций бетона и арматуры ( $10^{-5}$ ) при статическом и динамическом нагружении

Схема расположения разрезов 	Образец $C_{h100}^{b15} -1$	Образец $C_{h120}^{b15} -1$	Образец $C_{h100}^{b20} -1$	Образец $C_{h120}^{b20} -1$
	<p>1-1</p> <p>Бетон Арматура</p> 	<p>1-1</p> <p>Бетон Арматура</p> 	<p>1-1</p> <p>Бетон Арматура</p> 	<p>1-1</p> <p>Бетон Арматура</p> 
	<p>2-2</p> <p>Бетон</p> 	<p>2-2</p> <p>Бетон</p> 	<p>2-2</p> <p>Бетон Арматура</p> 	<p>2-2</p> <p>Бетон Арматура</p> 
	<p>3-3</p> <p>Бетон Арматура</p> 	<p>3-3</p> <p>Бетон Арматура</p> 	<p>3-3</p> <p>Бетон Арматура</p> 	<p>3-3</p> <p>Бетон Арматура</p> 
	<p>4-4</p> <p>Арматура</p> 	<p>4-4</p> <p>Бетон</p> 	<p>4-4</p> <p>Бетон</p> 	<p>4-4</p> <p>Бетон Арматура</p> 

Продолжение таблицы 2.6

Схема расположения разрезов 	Образец $D_{h100}^{b15}$ -1	Образец $D_{h120}^{b15}$ -1	Образец $D_{h120}^{b15}$ -2	Образец $D_{h120}^{b15}$ -3
	Бетон 1-1 Арматура -54,8      -49,3      79,2	Бетон 1-1 Арматура -59,6           170,3	Бетон 1-1 -197,6	Бетон 1-1 Арматура -87      -78,3      119,6
	Бетон 2-2 Арматура -62,4      -56,2      74,3	Бетон 2-2 Арматура -108,1      -97,3      142,2	Бетон 2-2 -131,2	Бетон 2-2 Арматура -91      -81,9      120
	Бетон 3-3 Арматура -32      28,8      57,6	Бетон 3-3 Арматура -99,5      -89,6      145,2	Бетон 3-3 -209,9	Бетон 3-3 Арматура -85      76,5      122,5
	4-4	Бетон 4-4 Арматура -114,1      -102,7      147,1	Бетон 4-4 -206,3	Бетон 4-4 -100,2

Окончание таблицы 2.6

<p>Схема расположения разрезов</p> 	<p>Образец <math>D_{h100}^{b20} - 1</math></p>	<p>Образец <math>D_{h100}^{b20} - 2</math></p>	<p>Образец <math>D_{h120}^{b20} - 2</math></p>	<p>Образец <math>D_{h120}^{b20} - 3</math></p>
	<p>Бетон 1-1 Арматура</p> 	<p>Бетон 1-1 Арматура</p> 	<p>Бетон 1-1 Арматура</p> 	<p>Бетон 1-1 Арматура</p> 
	<p>Бетон 2-2 Арматура</p> 	<p>Бетон 2-2 Арматура</p> 	<p>Бетон 2-2 Арматура</p> 	<p>Бетон 2-2 Арматура</p> 
	<p>Бетон 3-3 Арматура</p> 	<p>Бетон 3-3 Арматура</p> 	<p>Бетон 3-3 Арматура</p> 	<p>Бетон 3-3 Арматура</p> 
	<p>Бетон 4-4 Арматура</p> 	<p>Бетон 4-4 Арматура</p> 	<p>Бетон 4-4 Арматура</p> 	<p>Бетон 4-4 Арматура</p> 

## 2.8 Напряжения в сжатом бетоне и растянутой арматуре в расчетных сечениях плиты

По полученным значениям деформаций были построены графики изменения напряжений в растянутой арматуре и максимальные напряжения в сжатом бетоне с учетом характера распределения деформаций по расчетным сечениям в зависимости от замеренной внешней нагрузки.

Напряжения в арматуре определялись как для упруго-деформируемого материала по выражению:

$$\sigma_{st} = \varepsilon_{st} \cdot E_s. \quad (2.1)$$

Напряжения в сжатом бетоне определялись по зависимости [8] для статического и динамического режимов нагружения, описывающей диаграмму бетона при сжатии в виде полинома, в которой можно учесть повышение деформативности за счет армирования:

$$\sigma_{bc} = R_b \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right) \left[ K \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right) \left(3 - 2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)\right) \right], \quad (2.2)$$

где  $\varepsilon_R$  – предельные деформации бетона при сжатии;

$K$  - коэффициент, зависящий от класса бетона [8].

Значения коэффициента  $K$  для тяжелых бетонов разных классов по прочности, подсчитанных по нормативным документам даны в таблице 2.7 [8], где

$$K = \frac{E_b}{R_{b,n}},$$

здесь  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, МПа \* 10<sup>3</sup>;

$R_{b,n}$  – нормативное сопротивление бетона на сжатие осевое и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы, МПа.

Таблица 2.7 – Значения коэффициента  $K$

Класс бетона по прочности на сжатие	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45
$K$	2,4	2,09	1,7	1,6	1,4	1,3	1,2	1,2

На рисунках 2.23 – 2.26 представлены графики зависимости напряжений в растянутой арматуре и сжатом бетоне от внешней нагрузки для образца, испытанного на статическую нагрузку  $C_{h100}^{B20} - 1$ , и соответственно для образца, испытанного на динамическую нагрузку  $D_{h100}^{B20} - 2$  [74].

По полученным напряжениям были определены величины изгибающих моментов в сечениях по граням колонны. При этом в расчет принимали площадь арматуры, ограниченной нижнем основанием грани пирамиды продавливания. Площадь бетона определена по верхней части грани той же пирамиды.

Из представленных графиков, выполненных по результатам аналитической обработки результатов для одинаковых по конструкции образцов, но отличающимися различными нагрузками, видно, что при статическом нагружении увеличение напряжений в бетоне и арматуре, а также увеличение внутреннего момента сечения происходит пропорционально внешнему нагружению. При этом при статическом нагружении можно выделить несколько этапов напряженно-деформированного состояния образца.

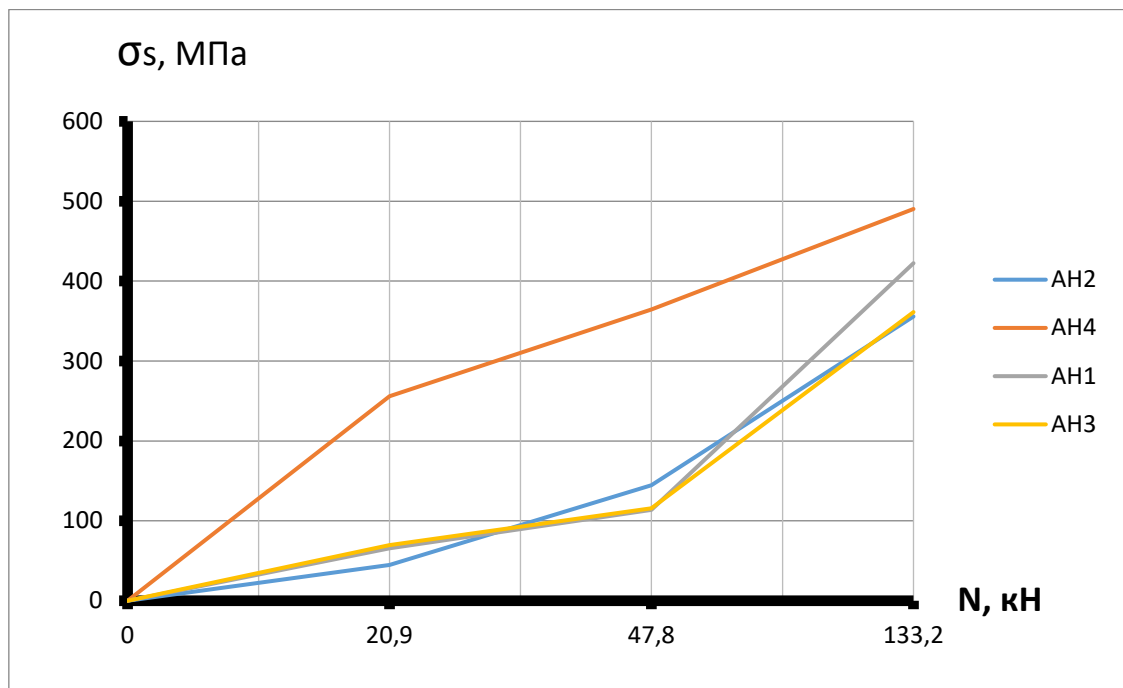


Рисунок 2.23 – График зависимости изменения напряжений в арматуре нижней (растянутой зоны)  $\sigma_s$  от внешней нагрузки  $N$  для образца  $C_{h100}^{B20} - 1$

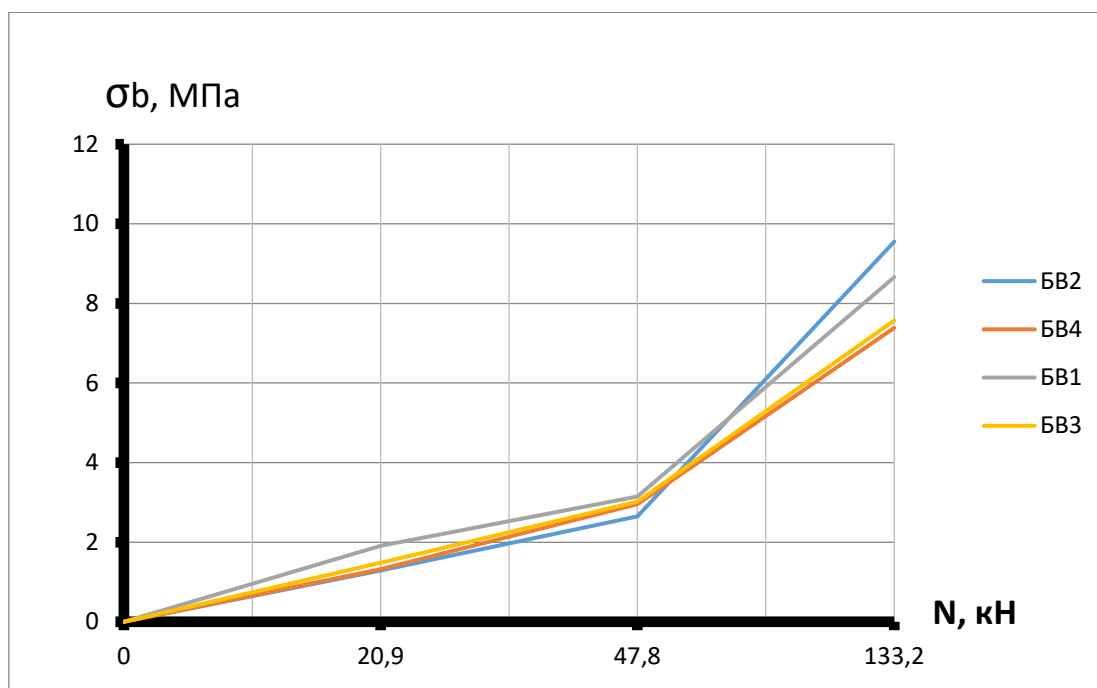


Рисунок 2.24 – График зависимости изменения напряжений в бетоне верхней (сжатой зоны)  $\sigma_b$  от внешней нагрузки  $N$  для образца  $C_{h100}^{B20} - 1$

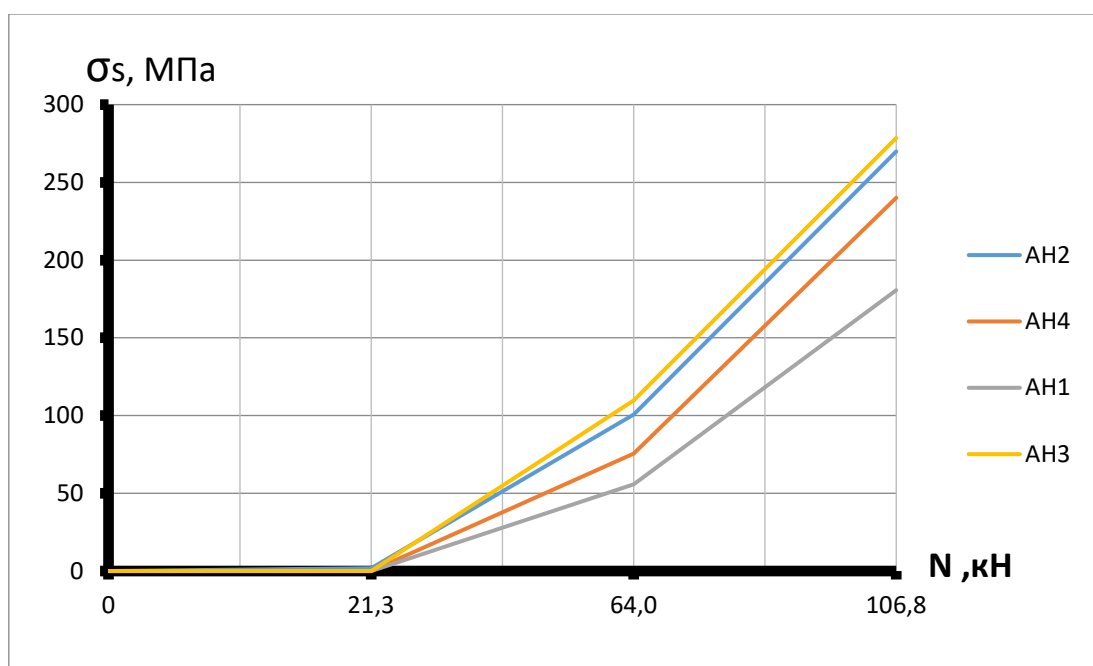


Рисунок 2.25 – График зависимости изменения напряжений в арматуре нижней (растянутой зоны)  $\sigma_s$  от внешней нагрузки  $N$  для образца  $D_{h100}^{B20} - 2$  [73]

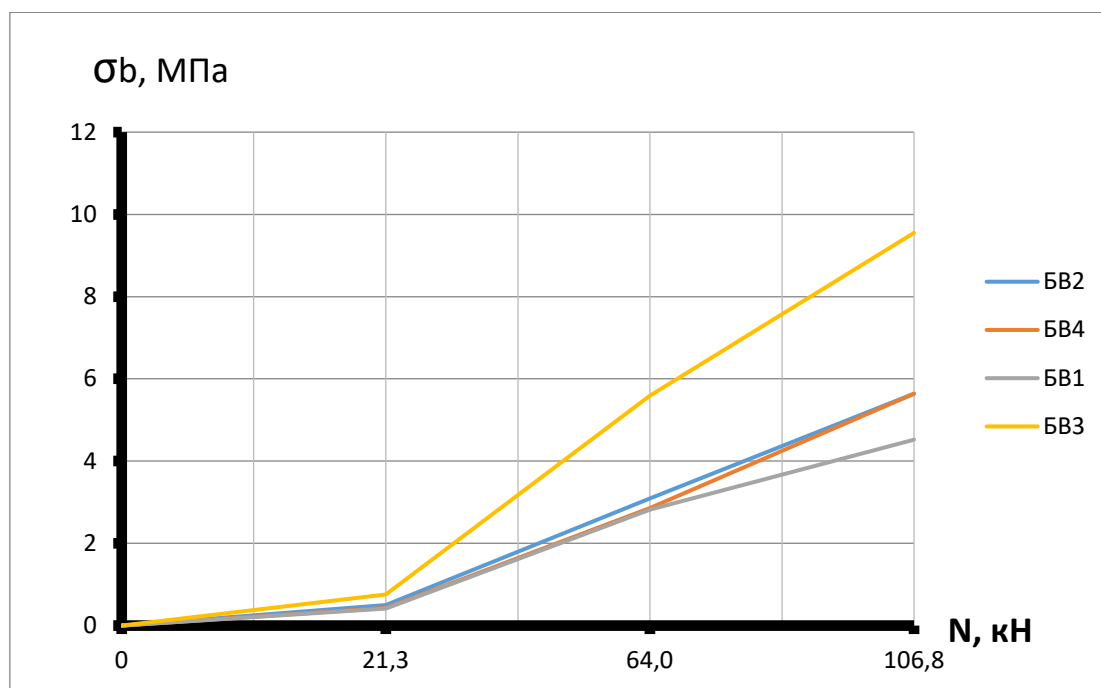


Рисунок 2.26 – График зависимости изменения напряжений в бетоне верхней (сжатой зоны)  $\sigma_b$  от внешней нагрузки  $N$  для образца  $D_{h100}^{B20} - 2$  [74]

На первом этапе, что соответствует 30-40 % от разрушающей нагрузки, происходит упругая работа конструкции образца. Происходит постепенное увеличение напряжений в растянутой арматуре до 20 % от максимальных, напряжения в сжатом бетоне увеличиваются до 25 %. Окончание данной упругой стадии работы заканчивается появлением трещин на нижней поверхности плиты и началом образования приведенной поверхности продавливания в сжатой зоне бетона.

На втором этапе происходит упругопластическая работа конструкции образца. Идет развитие трещин в бетоне растянутой зоне плиты, а также увеличение напряжений в сжатой зоне бетона. Окончание данной стадии характеризуется активным развитием наклонных трещин на гранях пирамиды продавливания при внешней нагрузке, составляющей 80-90 % от разрушающей нагрузки.

При динамическом нагружении можно выделить две стадии работы конструкции. На первом этапе наблюдается некоторое запаздывание развития

усилий в нормальном сечении. При возрастающей внешней нагрузке до 40-50 % от разрушающей, происходит плавное увеличение напряжений и деформаций в бетоне и арматуре.

На втором этапе интенсивность прироста деформаций в бетоне и арматуре существенно возрастает, следовательно, возрастает и темп увеличения опорного изгибающего момента по граням колонны. Следует отметить, что величина изгибающего момента в предельной стадии при статическом нагружении в среднем на 40 % больше, чем при динамическом (рисунок 2.27 - 2.28).

Результаты проведенных экспериментальных исследований сопротивления продавливанию узла сопряжения перекрытия с колонной при статическом и динамическом нагружении и анализ развития напряженно-деформированного состояния образцов до момента разрушения показали следующее:

- при наличии продольной арматуры образование трещин в растянутой зоне не приводит к разрушению образца, а образуется пара сил, формирующая сжатую зону бетона в пределах вершины пирамиды продавливания и растянутую из нижней арматуры;

- сопротивление вертикальной нагрузке обеспечивается сжатой зоной бетона, образованной поверхностью приведенной пирамиды продавливания;

- бетон сжатой зоны, в контурах приведенной пирамиды продавливания, работает на срез с обжатием.

По данным исследований [59] сопротивление бетона срезу увеличивается за счет обжимающих усилий, что подтверждается полученными значениями предельных усилий при статическом и динамическом нагружении при меньших фактических величинах поверхности среза, по сравнению с рекомендуемым действующим нормативным документом [65].

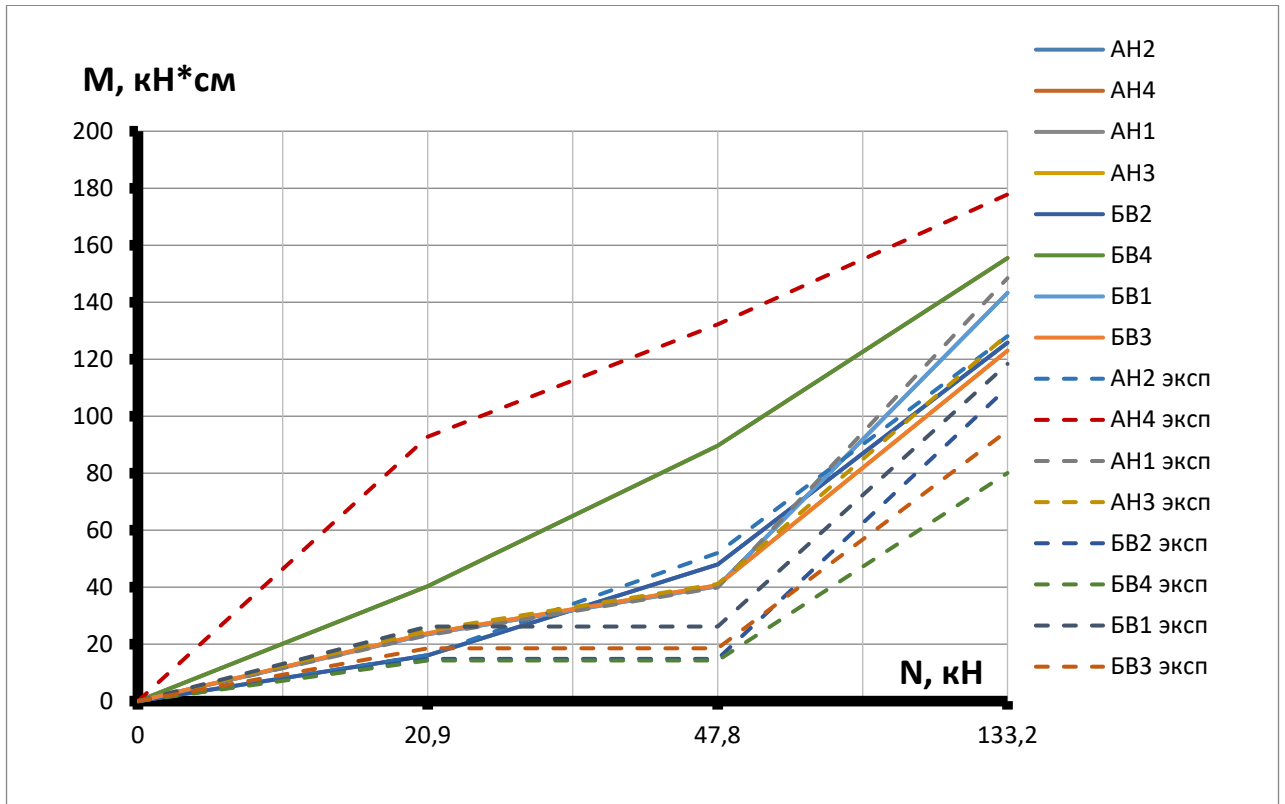


Рисунок 2.27 – График зависимости изменения опорного момента  $M$  от внешней нагрузки  $N$  для образца  $C_{h100}^{B20} - 1$

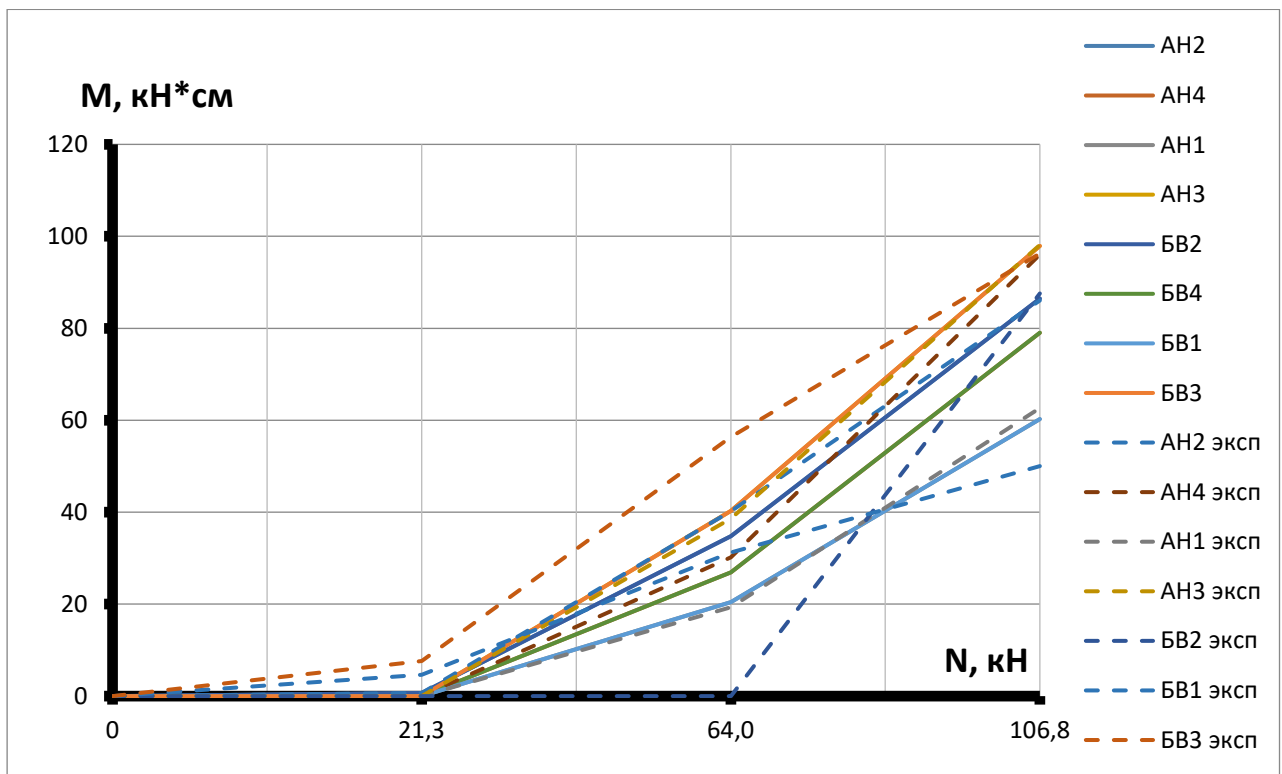


Рисунок 2.28 – График зависимости опорного момента  $M$  от внешней нагрузки  $N$  для образца  $D_{h100}^{B20} - 2$

## 2.9 Напряженно-деформированное состояние расчетных сечений в предельной стадии продавливания

Одним из основных параметров, определяющих геометрию, так называемой, приведенной пирамиды продавливания, является высота сжатой зоны бетона в предельной стадии. Для каждого образца высота сжатой зоны определялась из условия равновесия с учетом фактической эпюры деформаций и в предположении треугольной эпюры сжатой зоны бетона:

$$A_b \cdot \sigma_b + \sigma'_s \cdot A'_{sc} = \sigma_s \cdot A_s, \quad (2.3)$$

$$b \cdot \frac{x}{2} \cdot \sigma_b + \sigma'_s \cdot A'_{sc} = \sigma_s \cdot A_s, \quad (2.4)$$

$$x = \frac{2 * (\sigma_s * A_s - \sigma'_s \cdot A'_{sc})}{\sigma_b * b}.$$

Полученные результаты для образцов, испытанных на статическое и динамическое и нагружение, представлены соответственно в таблицах 2.8 и 2.9.

Таблица 2.8 – Результаты испытания образцов на статическое нагружение

Образец	$\varepsilon_{st}$ , 10 <sup>-5</sup>	$\varepsilon_{bc}$ , 10 <sup>-5</sup>	$\varepsilon_{sc}$ , 10 <sup>-5</sup>	$x_{\text{эп}}$ см	$x_{\text{эп ср}}$ см	$x_{\text{теор}}$ см	$x_{\text{теор ср}}$ см	$\sigma_s$ , кг/см <sup>2</sup>	$\sigma_b$ , кг/см <sup>2</sup>	$\sigma'_s$ , кг/см <sup>2</sup>
$C_{h100}^{b15} - 1$	70,9	47,7	42,9	-	-	3,92	3,96	1418	43,3	858,6
	-	57,6	-	-		-		-		
	45,9	30,1	27,1	-		4,01		918	28,5	541,8
	55,5	-	29,7	-		-		1110	-	594
$C_{h120}^{b15} - 1$	167,9	115,6	104	-	-	4,42	4,42	3358	87,8	2081
	-	90,9	-	-		-		-	55,6	-
	76,6	63,7	-	-		-		1532	67,9	-
	-	81,5	-	-		-		-	83,85	-
$C_{h100}^{b20} - 1$	159,8	112,5	101,3	3,43	3,31	3,83	3,54	3196	100,5	2025
	-	100,9	90,8	-		-		-	91,9	1816
	-	82,9	-	-		-		-	77,8	-
	-	91,2	82,1	-		-		-	84,5	1641
$C_{h120}^{b20} - 1$	168,4	105	94,5	3,84	3,8	4,11	4,38	3368	95,1	1890
	204,2	103,9	-	3,37		-		4084	94,2	-
	178,8	120,3	108,3	4,02		4,42		3576	105,8	2165
	185,3	120,9	108,8	3,95		3,79		3706	106,2	2176

Таблица 2.9 – Результаты испытания образцов на динамическое нагружение

Образец	$\varepsilon_{st}, 10^{-5}$	$\varepsilon_{bc}, 10^{-5}$	$\varepsilon_{sc}, 10^{-5}$	$\chi_{\text{эп}}$ см	$\chi_{\text{эп ср}}$ см	$\chi_{\text{теор}}$ см	$\chi_{\text{теор ср}}$ см	$\sigma_{st},$ кг/см <sup>2</sup>	$\sigma_b,$ кг/см <sup>2</sup>	$\sigma_{sc},$ кг/см <sup>2</sup>
$D_{h100}^{b20} - 1$	82,1	53,4	48,1	3,15	3,29	3,03	3,02	1642	58,2	961,2
	80,1	57,5	51,8	3,34		2,35		1602	62,3	1035
	94,9	61,1	55	3,13		3,13		1898	65,9	1099,8
	85,7	67,6	60,8	3,53		1,78		1714	72,2	1216,8
$D_{h100}^{b20} - 2$	87,6	59,1	53,2	3,22	3,23	3,59	3,63	1752	58,2	1063
	82,4	59,2	53,3	3,34		3,04		1648	58,2	1065
	82,1	46,6	41,9	2,89		5,24		1642	46,6	839
	90,2	68,2	61,4	3,44		2,64		1804	66,3	1227
$D_{h120}^{b20} - 3$	160,8	112,5	101,3	4,11	4,11	3,49	3,49	3216	103,5	2025
	-	100,9	90,8	-		-		-	94,8	1816
	-	82,9	74,6	-		-		-	80,3	1492
	-	91,2	82,1	-		-		-	87,1	1642
$D_{h120}^{b20} - 2$	204,4	105	-	3,39	3,98	-	3,31	4088	96,2	-
	154,2	103,9	93,5	4,02		3,87		3084	95,3	1870
	158,8	120,3	108,3	4,31		2,86		3176	107,1	2165
	165,3	120,9	108,8	4,22		3,19		3306	107,5	2176
$D_{h120}^{b15} - 1$	170,3	-	-	-	4,25	-	3,38	3406	-	-
	142,2	108,1	97,3	4,32		3,1		2844	88,1	1945
	145,2	99,5	89,6	4,06		4,08		2904	82,9	1791
	147,1	114,1	102,7	4,36		2,96		2942	91,4	2054
$D_{h120}^{b15} - 2$	-	197,6	-	-	-	-	-	-	107,4	-
	-	131,2	-	-		-		-	87,9	-
	-	209,9	-	-		-		-	109,3	-
	-	206,3	-	-		-		-	108,8	-
$D_{h120}^{b15} - 3$	119,6	87	78,3	3,84	3,98	4,22	3,63	2392	69,8	1566
	120	91	81,9	4,12		3,2		2400	72,2	1638
	122,5	85	76,5	4,0		3,57		2450	68,5	1530
	-	100,2	90,2	-		-		-	77,6	1803
$D_{h100}^{b15} - 1$	79,2	54,8	49,3	3,27	3,26	3,54	3,66	1584	51,3	986,4
	74,3	62,4	56,2	3,65		1,92		1486	57,3	1123,2
	57,6	32	28,8	2,85		5,52		1152	31,6	576
$D_{h100}^{b15} - 2$	-	90,2	-	-	3,47	-	3,31	-	74,1	-
	181,1	133,3	120	3,39		3,82		3622	97,1	2400
	-	105,5	95	-		-		-	83,2	1900
	141,3	112,5	101,3	3,54		2,79		2826	87,0	2025

## 2.10 Анализ замеренных ускорений

В процессе испытания на динамическую нагрузку были замерены ускорения оголовка колонны в узловом сопряжении с фрагментом перекрытия. Графики зависимости ускорений верхней части колонны от времени при динамическом нагружении представлены на рисунках 2.29 – 2.32.

По представленным графикам изменения ускорений во времени можно отметить следующее:

- на этапе роста нагрузки ускорения для плит толщиной 10 см не превышали  $17 \text{ м/с}^2$ , а для образцов с толщиной плитной части 12 см соответственно –  $27 \text{ м/с}^2$ ;
- скорость деформирования резко возрастала при снижении сопротивления плит продавливанию и ускорения достигали в среднем  $70 \text{ м/с}^2$ ;
- за время роста нагрузки образец совершал два колебания, таким образом, частота собственных колебаний в два раза выше частоты внешней нагрузки;
- колебания в процессе нагружения привели к росту поперечных сил в расчетных сечениях плиты, что повлияло на изменение угла наклона граней пирамиды продавливания.

Для рассматриваемых образцов было отмечено, что изменение класса бетона более повлияло на максимальное значение ускорений и менее на величину полупериода первого колебания.

Таким образом, для проведенных экспериментальных исследований было установлено, что при меньшей жесткости образца (меньшая толщина плитной части или меньший класс бетона) значения ускорений и значения полупериодов первого колебания увеличивались [78].

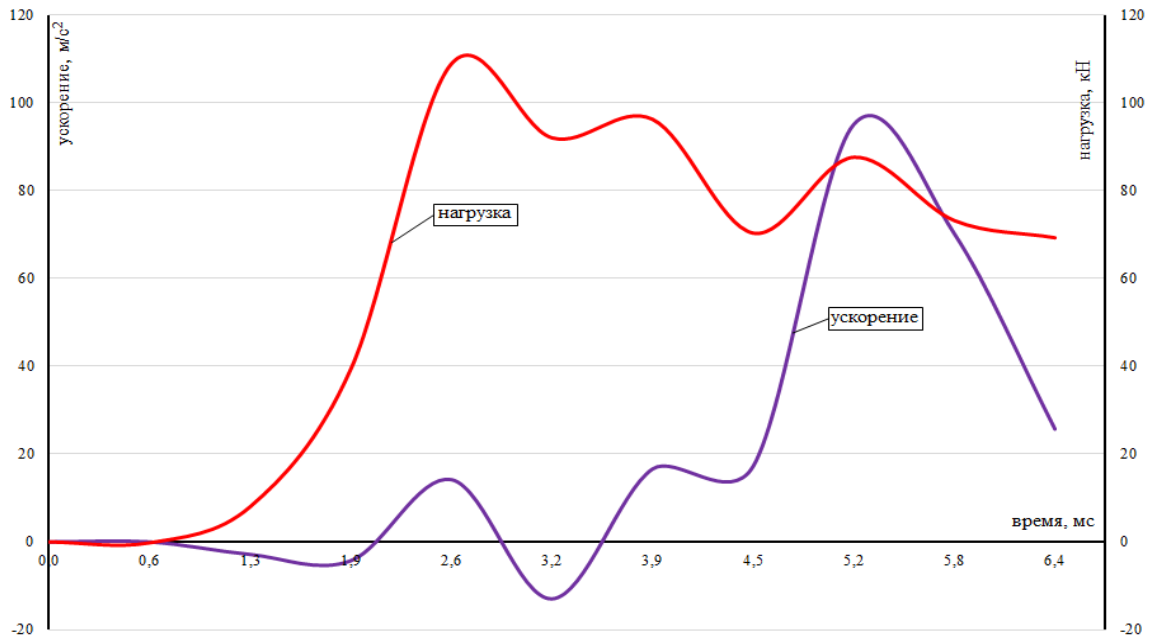


Рисунок 2.29 – График зависимости ускорения деформирования оголовка колонны от времени для образца  $D_{h100}^{B15} - 1$

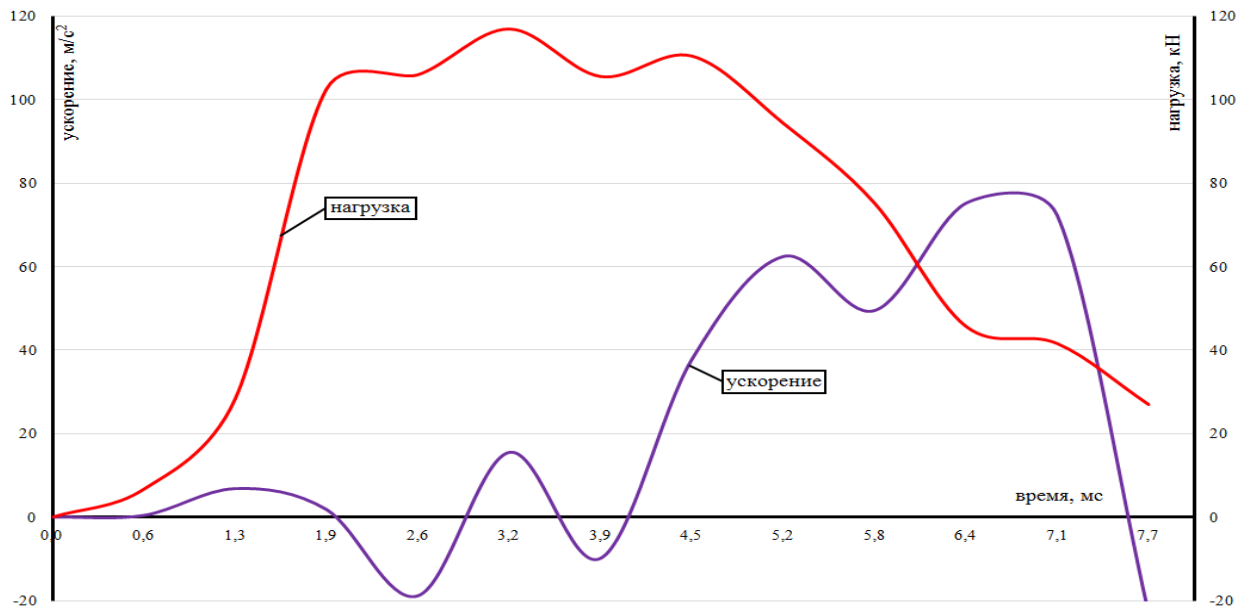


Рисунок 2.30 – График зависимости ускорения деформирования оголовка колонны от времени для образца  $D_{h120}^{B15} - 1$

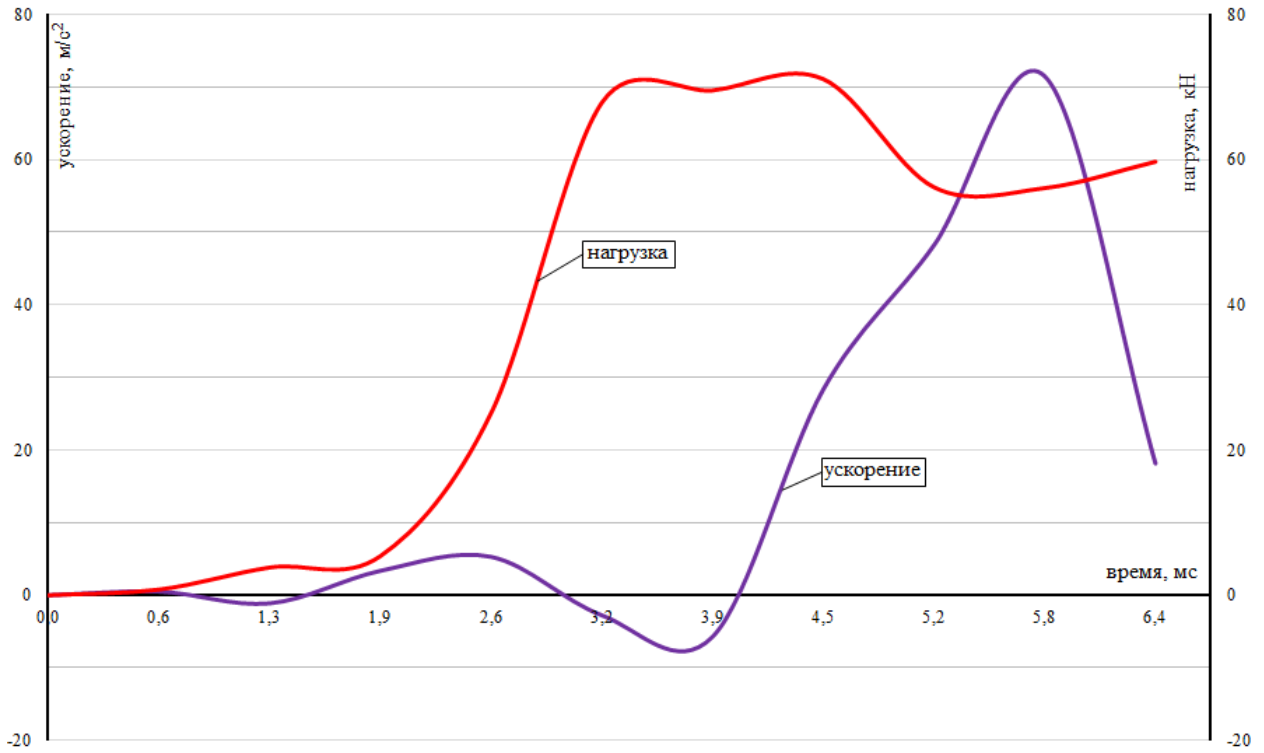


Рисунок 2.31 – График зависимости ускорения деформирования оголовка колонны от времени для образца для образца  $D_{h100}^{B20} - 2$

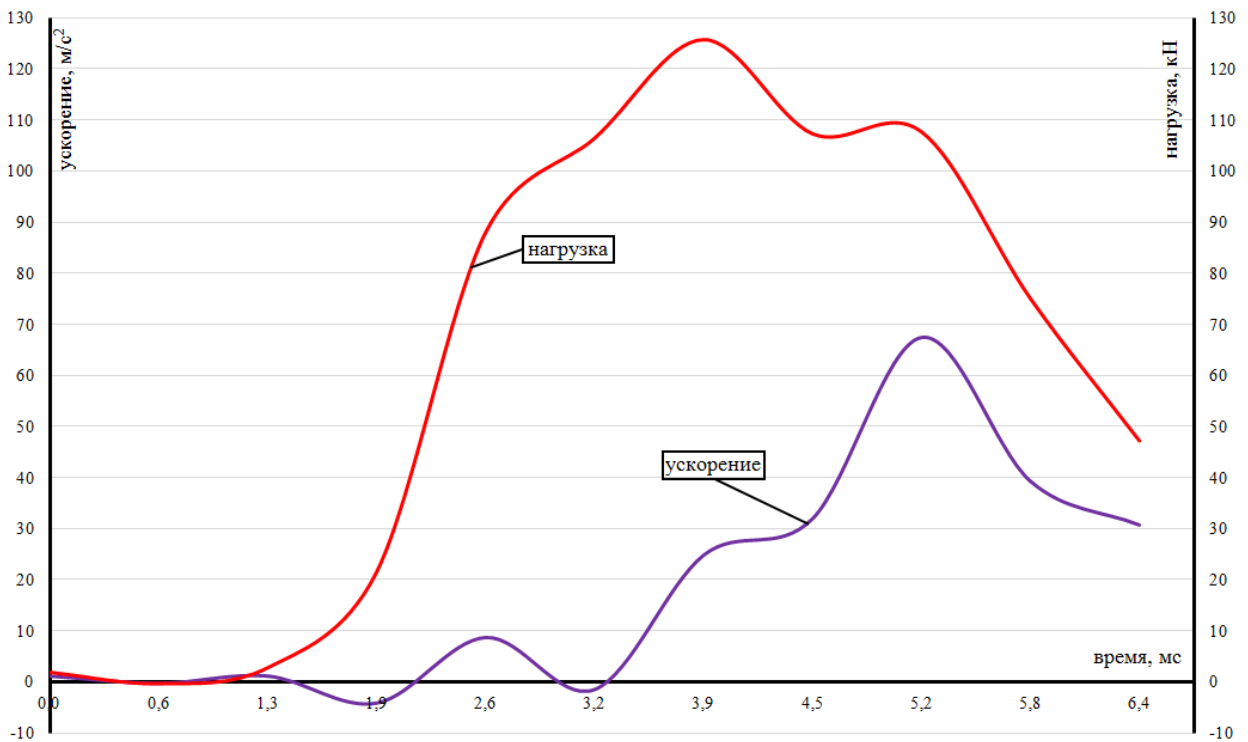


Рисунок 2.32 – График зависимости ускорения деформирования оголовка колонны от времени для образца  $D_{h120}^{B20} - 3$

## 2.11 Схемы разрушения опытных образцов

Анализ поверхностей экспериментальных образцов фрагментов узлов сопряжения колонны с перекрытием после испытаний на статическую и динамическую нагрузку показал их идентичность по сформированной пирамиде продавливания. Пирамида продавливания отделилась от основного массива бетона, а нижняя ее поверхность имела линзовидную форму.

Отмечено, что образовавшиеся трещины на нижней поверхности образца по своему положению в целом повторяют арматурную сетку. То есть трещины образовались в виде квадратов с размерами около 100х100 мм. При этом локально образовались и другие трещины, но вышеуказанные квадраты просматриваются на нижних поверхностях всех образцов (Рисунок 2.33).

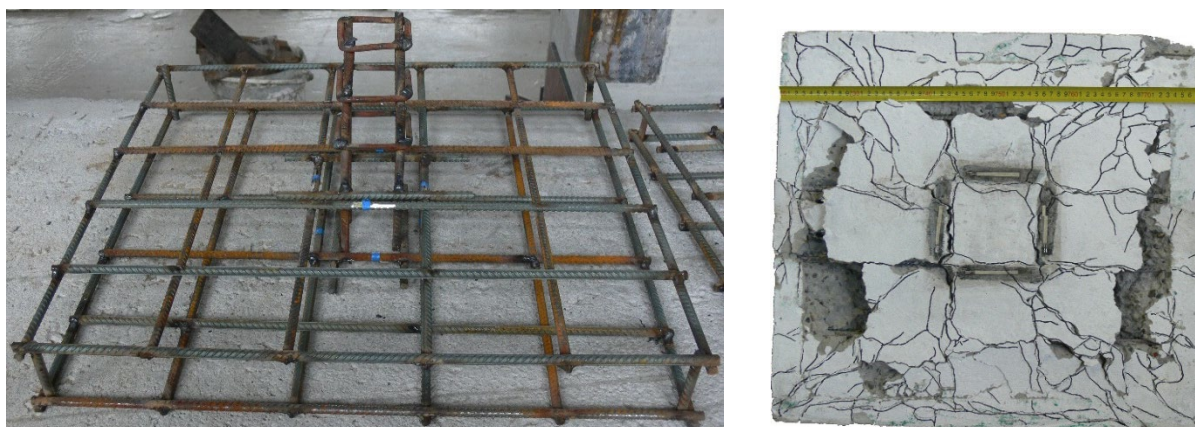


Рисунок 2.33 – Арматурный каркас и характерная картина трещинообразования (квадраты по сетке)

Анализ схем трещинообразования при статических испытаниях показал, что получен в целом схожий характер разрушения образцов. Но при статических испытаниях трещины имеют более четкую геометрическую направленность. Диагональных и хаотично развивающихся трещин меньше по сравнению с испытаниями при кратковременном динамическом нагружении. Также просматривается, что трещины образовались «квадратами» в местах прохождения

арматурных стержней сетки растянутой зоны плитной части образцов. Результаты проведенного анализа при статическом воздействии приведены в таблице 2.10.

Исходя из полученных схем трещинообразования в нижней зоне образца, были выделены зоны образования пирамиды продавливания и определены их размеры. Далее определялось среднее значение стороны нижней поверхности пирамиды продавливания и, исходя из размеров образцов и геометрических построений, определялся угол наклона пирамиды продавливания. Результаты проведенного анализа сведены в таблице 2.11.

Как видно из таблицы 2.11, среднее значение размера стороны нижней поверхности пирамиды продавливания для образцов при кратковременных динамических испытаниях составило: при  $h = 100$  мм – 274,66 мм...282,76 мм, при  $h = 120$  мм – 289,173 мм...296,85 мм. Угол наклона пирамиды продавливания для образцов толщиной 120 мм составил  $51^\circ$ - $52^\circ$ , а для образцов толщиной 100 мм -  $48^\circ$ - $49^\circ$ .

Средние значения размеров стороны пирамиды продавливания на нижней поверхности образца составили 350,03...353,77 мм. Угол наклона для образца толщиной 120 мм составил  $43^\circ$ , а для образца толщиной 100 мм –  $39^\circ$ . [78]

Сводные результаты определения углов наклона пирамид продавливания по всем испытанным образцам представлены в таблице 2.12.

Таблица 2.10 – Результаты проведенного анализа при статическом нагружении

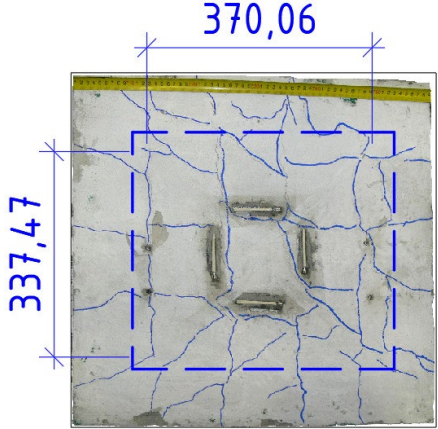
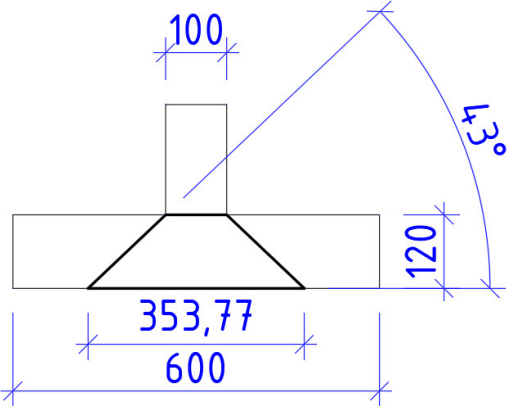
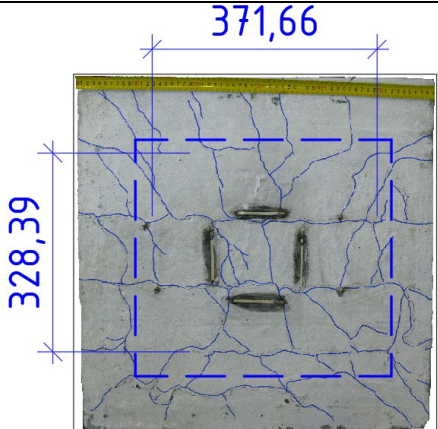
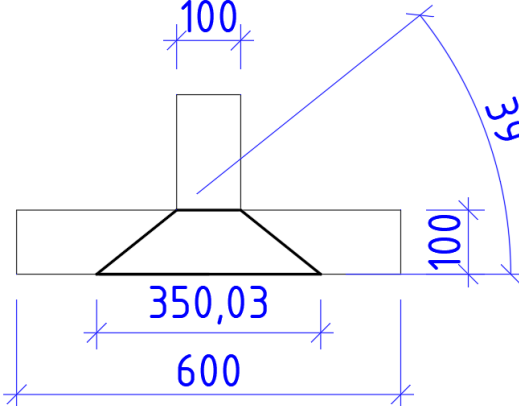
Наименование параметров	Маркировка образца $C_{h120}^{B20} - 1$	Пирамида продавливания
<p>зона и размеры пирамиды продавливания</p>		
<p>средний размер стороны пирамиды продавливания на нижней поверхности</p>	<p>353,765</p>	
Наименование параметров	Маркировка образца $C_{h100}^{B20} - 1$	Пирамида продавливания
<p>зона и размеры пирамиды продавливания</p>		
<p>средний размер стороны пирамиды продавливания на нижней поверхности</p>	<p>350,03</p>	

Таблица 2.11 – Результаты проведенного анализа при кратковременном динамическом воздействии

Наименование параметров	Маркировка образца $D_{h120}^{B20}$			Пирамида продавливания
	№1	№2	№3	
зона и размеры пирамиды продавливания				
средний размер стороны пирамиды продавливания на нижней поверхности	278,57	292,23	296,72	289,173
Наименование параметров	Маркировка образца $D_{h120}^{B15}$			Пирамида продавливания
	№1	№2	№3	
зона и размеры пирамиды продавливания				
средний размера стороны пирамиды продавливания на нижней поверхности	302,267	290,365	297,905	296,85

Продолжение таблицы 2.11

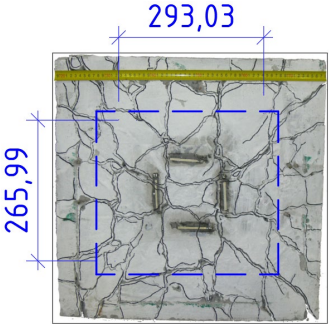
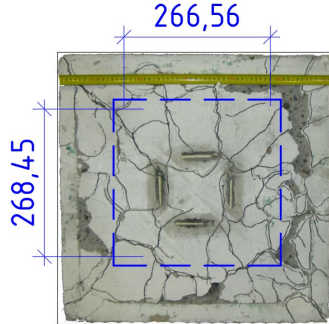
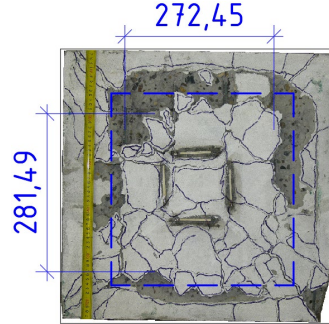
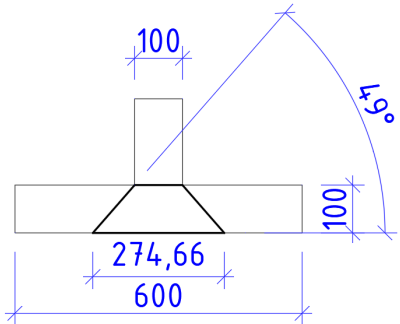
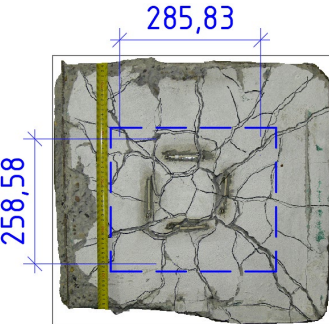
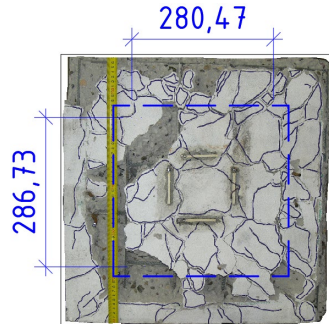
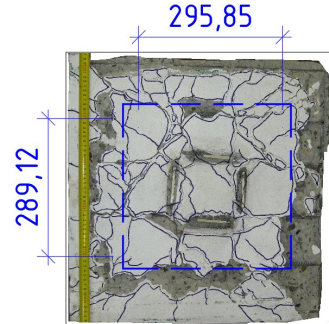
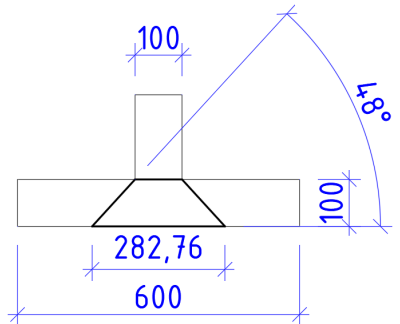
Наименование параметров	Маркировка образца $D_{h100}^{B20}$			Пирамида продавливания
	№1	№2	№3	
зона и размеры пирамиды продавливания				
средний размер стороны пирамиды продавливания на нижней поверхности	279,51	267,505	276,97	274,66
Наименование параметров	Маркировка образца $D_{h100}^{B15}$			Пирамида продавливания
	№1	№2	№3	
зона и размеры пирамиды продавливания				
средний размера стороны пирамиды продавливания на нижней поверхности	272,205	283,6	292,485	282,76

Таблица 2.12 – Сводные результаты определения углов наклона пирамид продавливания по всем испытанным образцам

Высота плитной части, мм	Класс бетона	Кратковременное динамическое нагружение			Статическое нагружение
		Угол наклона пирамиды продавливания			
h=100	B15	$D_{h100}^{B15} - 1$	$D_{h100}^{B15} - 2$	$D_{h100}^{B15} - 3$	$C_{h100}^{B15} - 1$
		среднее значение 48°			39°
	B20	$D_{h100}^{B20} - 1$	$D_{h100}^{B20} - 2$	$D_{h100}^{B20} - 3$	$C_{h100}^{B20} - 1$
		среднее значение 49°			39°
h=120	B15	$D_{h120}^{B15} - 1$	$D_{h120}^{B15} - 2$	$D_{h120}^{B15} - 3$	$C_{h120}^{B15} - 1$
		среднее значение 51°			40°
	B20	$D_{h120}^{B20} - 1$	$D_{h120}^{B20} - 2$	$D_{h120}^{B20} - 3$	$C_{h120}^{B20} - 1$
		среднее значение 52°			43°

## 2.12 Выводы по главе

1. Запроектирована, запатентована и изготовлена уникальная установка для проведения экспериментов на продавливание плоских монолитных железобетонных плит при динамическом нагружении большой интенсивности.

Реализованная программа и методика проведения экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния фрагментов сопряжения колонн с монолитным перекрытием для исследования прочности продавливания позволили получить необходимые данные по несущей способности плит при статическом и интенсивном динамическом нагружении.

2. Установлено, что при динамическом нагружении прочность при продавливании оказалась ниже, чем при статическом нагружении, в среднем на 15 %.

3. Получены диаграммы деформирования бетона и арматуры, характеризующие напряженное состояние сечений в зоне пирамиды продавливания.

4. Отмечены картины трещинообразования и выделены схемы разрушения фрагментов узловых сопряжений колонн с монолитным перекрытием, позволяющие оценить геометрические параметры пирамиды продавливания при статическом и динамическом нагружении.

5. Результаты экспериментальных исследований показали, что при центральном продавливании, наличии нижней арматуры плиты и в предельной стадии по несущей способности, сопротивление срезу обеспечивается приведенной поверхностью пирамиды продавливания, которая имеет такую же высоту, как и сжатая зона бетона. Боковое обжатие существенно увеличивает сопротивление срезу.

6. В ходе проведенных испытаний были достигнуты следующие максимальные значения нагрузки: при кратковременном динамическом воздействии они составили от 101,043 кН до 128,413 кН, а при статическом воздействии – от 104,967 кН до 160,927 кН. Сравнивая результаты, можно отметить, что несущая способность перекрытия на продавливание снизилась в среднем на 15 % по сравнению со статическим приложением нагрузки, при времени нагружения от нуля до разрушения равного 2 – 4 мс.

7. Исследование показало, что угол наклона пирамиды продавливания зависит от вида воздействия на экспериментальные образцы. При интенсивном динамическом нагружении этот угол составил 50-52°, а при статическом нагружении – 39-45°. Схема разрушения при высокоскоростном нагружении схожа с разрушением при статическом нагружении по своему характеру.

8. В предельной стадии при разрушении по схеме продавливания напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне, в пределах очерченной гранями пирамиды, напряжения не достигают предельных. При выбранном проценте армирования напряжения растяжения в арматуре достигали 50% от расчетного сопротивления.

Напряжения сжатия при установленном классе бетона составили 45 % от призмной прочности.

## ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

### 3.1 Разработка расчетной модели сопряжения перекрытия с колонной

Для расчетного анализа напряженно-деформированного состояния работы сопряжения монолитного перекрытия с колонной при разрушении по схеме продавливания был использован программный комплекс ATENA, реализующий метод конечных элементов. Программный комплекс ATENA предлагает инструменты, специально разработанные для компьютерного моделирования нелинейного поведения конструкций из бетона и железобетона.

Моделирование конструкций в ПК ATENA в общем случае выполняется с учетом особенностей материалов: бетон моделируется объемными КЭ, арматурные элементы моделируются, как правило, стержневыми элементами, но в ряде случаев вполне допустимо моделирование армирования в виде распределенного армирования через задание процента арматуры в объеме бетона. Сцепление бетона и арматурных стержней моделируется посредством ввода специальных связей, работающих по закону, заданному пользователем. Также в программе возможно моделирование и других материалов, таких как сталь, грунты, каменная кладка, фибробетоны, ультравысокопрочные бетоны, углеволокно и другие.

ПК ATENA включает специальные конститутивные модели для конечно-элементного анализа бетонных и железобетонных конструкций. В соответствии с официальным справочным пособием по теории программы [108], модель бетона сочетает в себе уравнения теории пластичности (при сжатии) и механики разрушения (при растяжении). Модель использует критерий максимальных главных напряжений для оценки прочности и экспоненциальный закон разупрочнения, при этом трещина может задаваться как поворачивающаяся или неподвижная [137].

Программный комплекс ATENA состоит из ядра решения (основы решения) и нескольких пользовательских интерфейсов. Ядро решения предлагает широкий спектр 2D и 3D моделей континуума, библиотек конечных элементов, моделей

материалов и методов решения. Пользовательские интерфейсы специализируются на определенных функциях, и поэтому один пользовательский интерфейс не обязательно должен обеспечивать доступ ко всем функциям ядра решения ATENA. Это ограничение сделано для того, чтобы поддерживать прозрачную и удобную среду для пользователя во всех конкретных приложениях ATENA.

В данной модели также использовался критерий прочности Менетрея-Виллама.

Еще одна особенность данной модели – использование ограничителей локализации деформаций при разрушении. Применение этих ограничителей характеризуется появлением трещин при растяжении и областями дробления при сжатии. Данные ограничители позволяют избавиться от двух существенных недостатков конечно-элементной схемы: влияние размера и ориентации конечно-элементной сетки на результат.

### **3.2 Расчетная модель для численного исследования при статическом нагружении**

Расчетная конечно-элементная модель экспериментальных образцов представляет собой 1/4 часть опорной зоны железобетонной плиты (рисунок 3.1). Данный способ моделирования экспериментальных образцов был принят при выполнении верификационных расчетов экспериментальных образцов. Начало координат находится в центре образца на нижней плоскости.

На нижней плоскости железобетонной плиты по контуру внешней полосы шириной 5 см по аналогии с экспериментальными образцами была смоделирована стальная прямоугольная распределительная рама, которая моделировала условие свободного опирания. Контакт бетона и стальной рамы задан при помощи специальных контактных элементов – интерфейсов. Жесткость интерфейса назначалась в соответствии с рекомендациями пособия к программе [107,108].

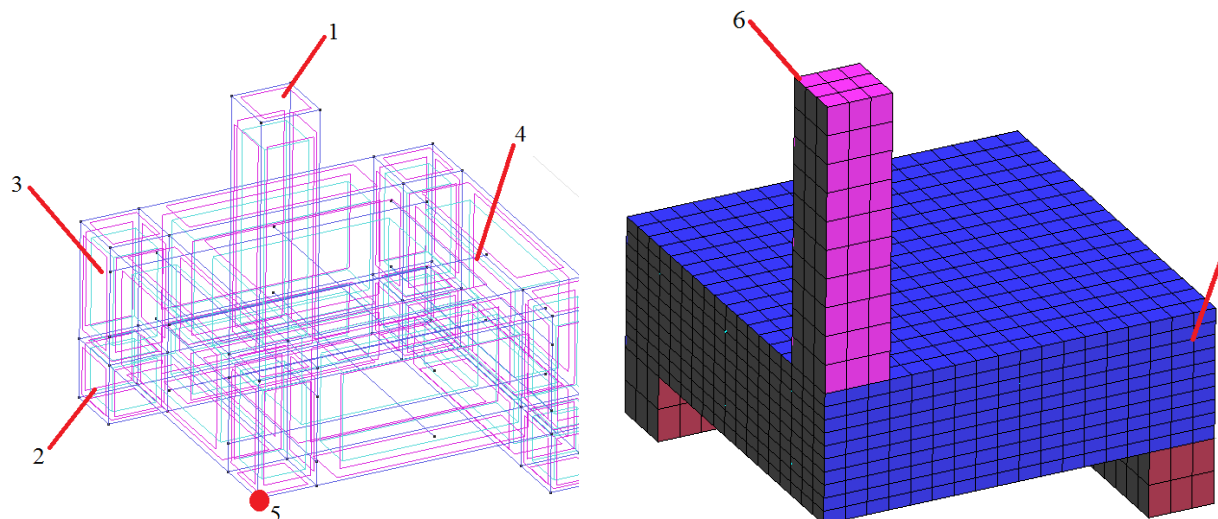


Рисунок 3.1 – 3D (слева) и КЭ (справа) модели для численных исследований с использованием ПК АТЕНА: 1 – колонна; 2 – опорная конструкция; 3 – плита перекрытия; 4 – арматурные стержни; 5 – точка мониторинга перемещений вдоль вертикальной оси; 6 – место приложения нагрузки; 7 – закрепление образца от смещения из плоскости симметрии [74]

Закрепление расчетной схемы производилось по нижней плоскости опорной рамы вдоль вертикальной оси  $Z$  и вдоль горизонтальных осей  $X$  и  $Y$ . Так как расчетная схема представляет собой  $1/4$  часть узла сопряжения плиты и колонны, на плоскостях симметрии были наложены закрепления вдоль горизонтальных осей  $X$  и  $Y$  из плоскостей симметрии (рисунок 3.2).

Нагрузка на плиту передавалась через колонну в геометрическом центре плиты и моделировалась по всей площади колонны при помощи вертикальных перемещений. Также в расчетной схеме учитывалась нагрузка от собственного веса железобетонной плиты. Плотность тяжелого бетона принималась равной  $2500 \text{ кг/м}^3$ .

Материал для колонны был принят упругим с модулем упругости и коэффициентом Пуассона, как у опытных образцов. Плита, колонна и опорная конструкция моделировались объемными конечными элементами. Объемные конечные элементы для расчетной модели плиты представляли собой прямоугольные призмы с размерами  $12,5 \times 12,5 \times 12,5 \text{ мм}$ .

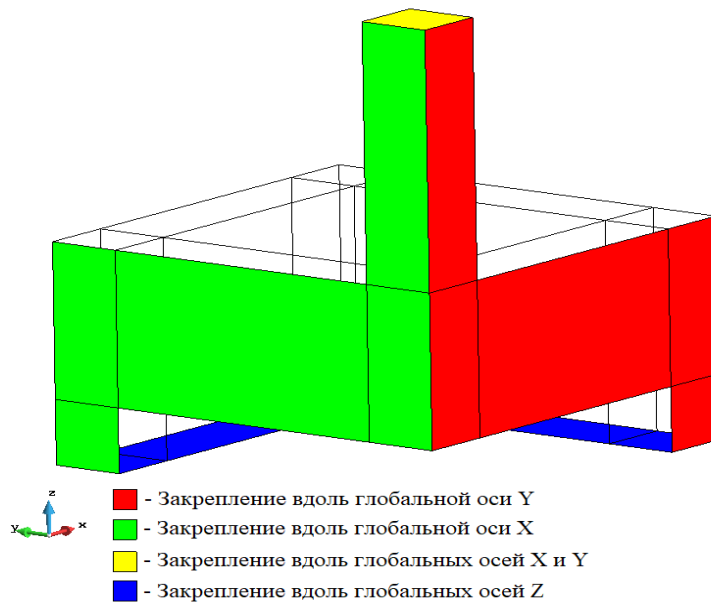


Рисунок 3.2 – Схема наложения связей в расчетной модели для численных исследований

Продольное армирование растянутой и сжатой зон плиты моделировалась стержневыми конечными элементами (1D-элементами). [80].

### 3.3 Расчетная модель для численного исследования при динамическом нагружении

В данной модели использовался критерий прочности Менетрея-Виллама. Он описывает сжатие бетона для пластической модели. Вместе с этим был разработан отдельный алгоритм, который комбинировал модель трещинообразования и модель пластичности.

Еще одна особенность данной модели – использование ограничителей локализации деформаций при разрушении. Применение этих ограничителей характеризуется появлением трещин при растяжении и областями дробления при сжатии. Данные ограничители позволяют избавиться от двух существенных недостатков конечно-элементной схемы: влияние размера и ориентации конечно-элементной сетки на результат.

Для решения динамической задачи применен метод Ньюмарка с параметрами  $\beta = 0,2505$ ;  $\gamma = 0,5$ .

Демпфирование по Рэлею задано с коэффициентом 0,01 для основных моделей (также использованы иные коэффициенты для оценки чувствительности). Решение систем уравнений производится по методу Ньютона-Рафсона.

На нижней плоскости по внешней полосе шириной 5 см моделировались, также как и при статике, условия свободного опирания плиты на стальную раму. Стальная рама выполнена из упругого материала с модулем упругости стали  $E$  (рисунок 3.3). Сцепление арматуры и бетона принято абсолютно жестким. Расположение арматуры принято по схеме опытных образцов (рисунок 3.4).

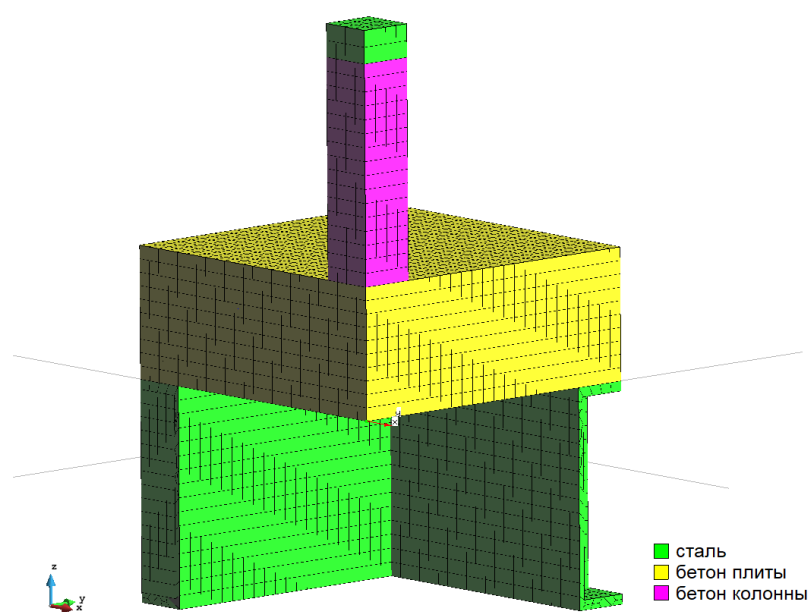


Рисунок 3.3 – Конечно-элементная модель с конструкцией опирания

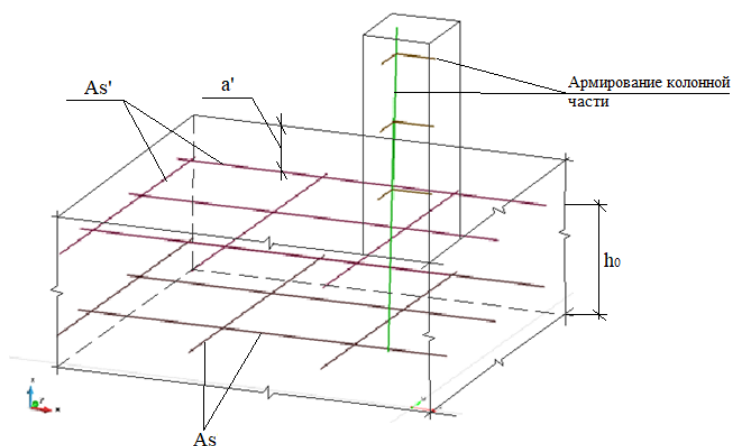


Рисунок 3.4 – Схема дискретного армирования в конечно-элементной модели

### 3.4 Анализ изменения НДС при статическом нагружении

При нагружении до уровня 20 % от теоретической разрушающей нагрузки происходит начало формирования пирамиды продавливания. Концентрация сжимающих напряжений наблюдается на верхней поверхности образца. Развитие деформаций в арматуре и бетоне не значительное. Перемещение по оси Z до 20 % от максимальной величины (рисунок 3.5).

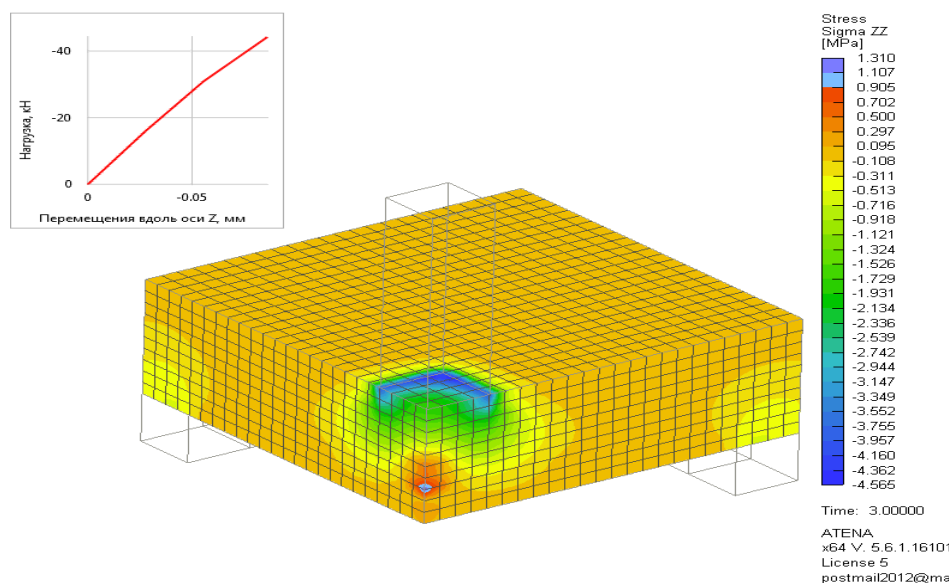


Рисунок 3.5 – Напряженное состояние при уровне нагрузки 20% от разрушающей [78]

В нижней арматуре развиваются растягивающие деформации. Величина напряжений в арматуре достигают 5-10 % от предела текучести.

С дальнейшим увеличением нагрузки - рост перемещений (прогиба) с 20 до 40 % от максимального значения. Нижняя поверхность образца испытывает растяжение, верхняя поверхность образца находится в сжатом состоянии. Нарастают обжимающие усилия в верхней части пирамиды продавливания. Происходит появление нормальных трещин в растянутой нижней поверхности образца.

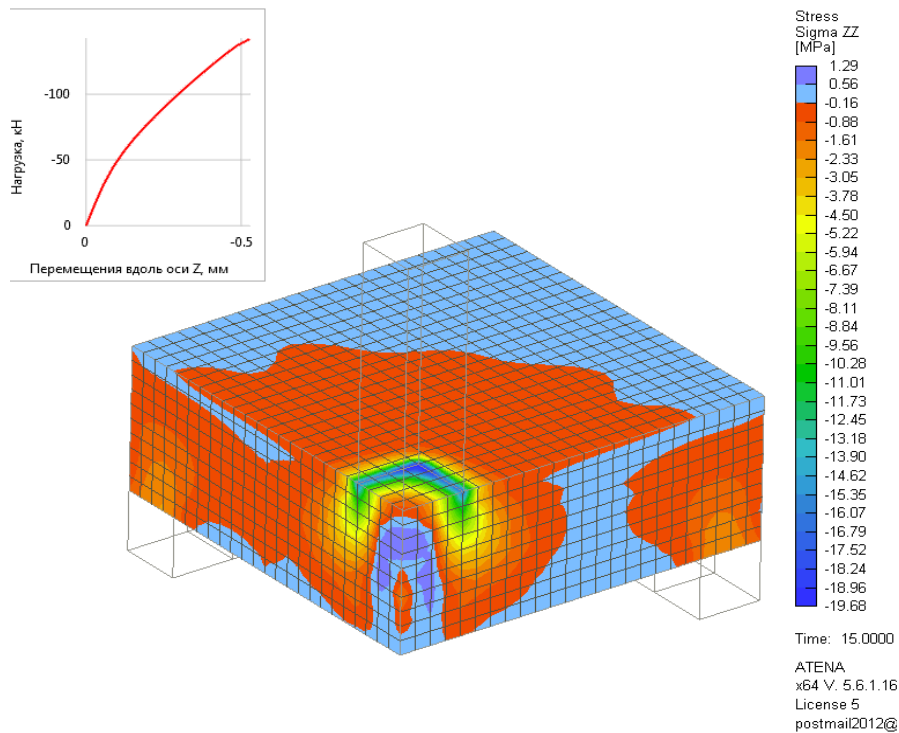


Рисунок 3.6 – Напряженно-деформированное состояние сопряжения колонны с перекрытием при нагрузке 140 кН (80% от разрушающей) [78]

При дальнейшем росте нагрузки напряжения растяжения арматуры нижней сетки достигают 45-50 % от максимального значения. Без увеличения нагрузки происходит рост деформаций. Происходит перераспределение напряжений. Напряжения в бетоне сжатой зоны пирамиды продавливания достигают максимальных величин 95 %. Происходит стремительное растяжение арматуры нижней сетки. Напряжения в арматуре достигают 80-90 % от максимального значения. Происходит стремительный рост трещин. Перемещение увеличивается до 15-20 % от максимального значения.

На стадии разрушения с увеличением нагрузки происходит интенсивный рост перемещений. Напряжения в сжатой зоне пирамиды продавливания снижаются до 30-50 % от максимальных величин. Происходит разрушение по сформированному телу продавливания в виде усеченной пирамиды (рисунок 3.7) [78].

На рисунке 3.8 показаны эпюры растягивающих напряжений в нижней арматуре при максимальной нагрузке.

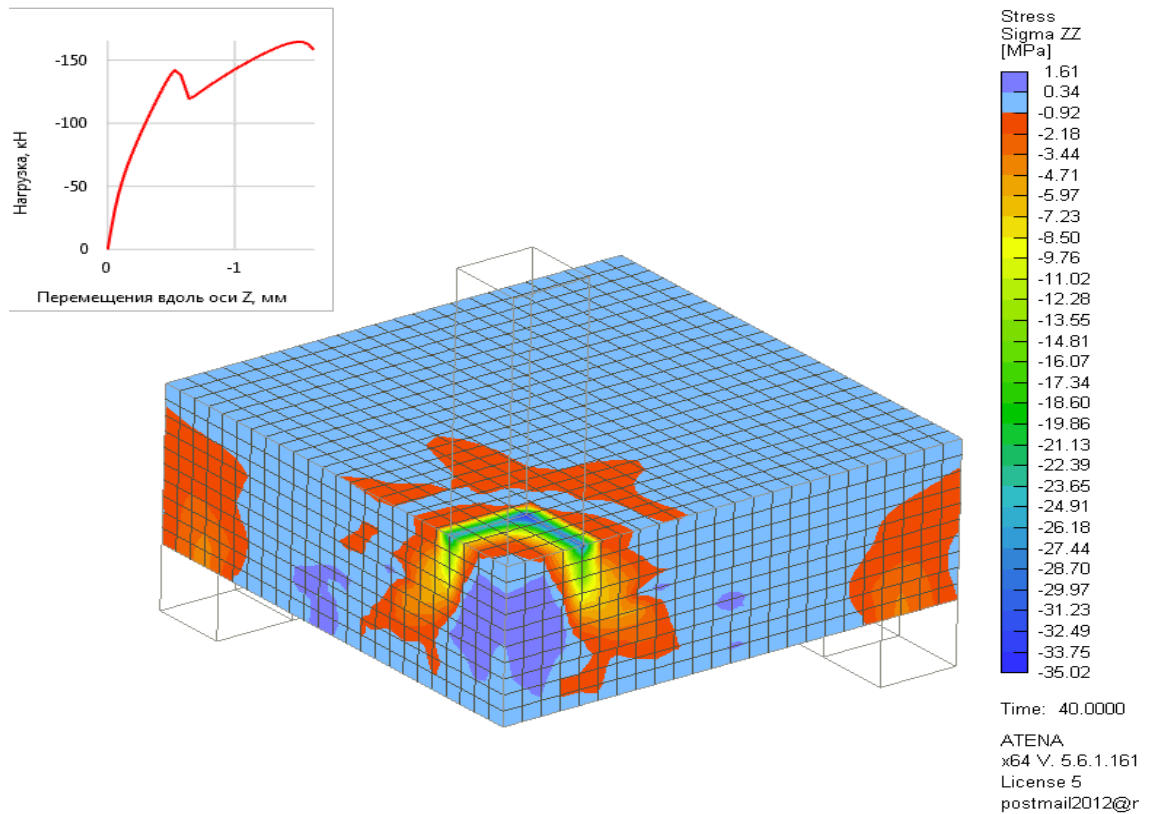


Рисунок 3.7 – Напряженное состояние сопряжения колонны с перекрытием при максимальной нагрузке [78]

В таблице 3.1 представлены результаты расчета несущей способности опытных образцов и данные эксперимента.

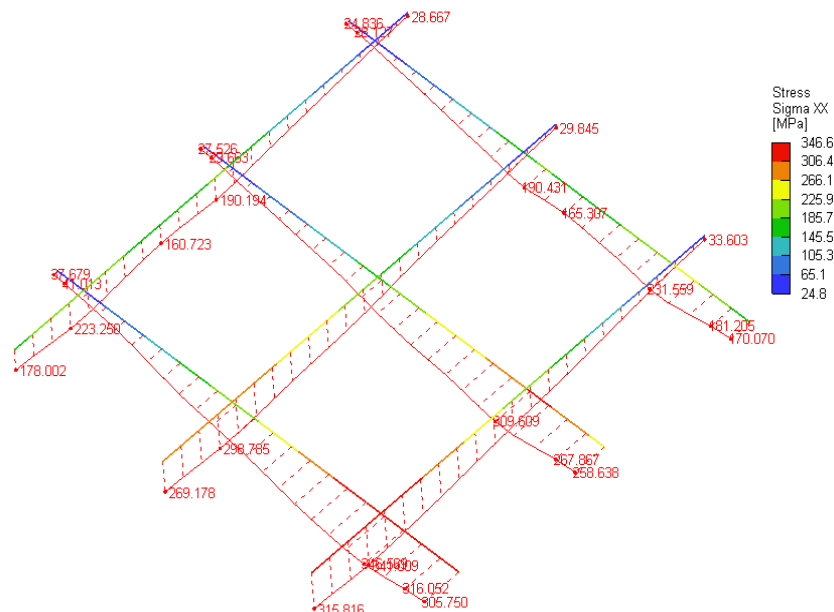


Рисунок 3.8 – Напряжения в растянутой арматуре при максимальной нагрузке для образца  $C_{h120}^{B20} - 1$  [78]

Таблица 3.1 – Результаты расчета при статическом нагружении

№	Маркировка образцов	$R_{ATENA}$ , кН	$R_{exp}$ , кН	$\Delta_{ATENA}$ , %
1	$C_{h100}^{B15} - 1$	110,6	107,2	-3,2
2	$C_{h120}^{B15} - 1$	136,4	132,3	-3,1
3	$C_{h100}^{B20} - 1$	138,0	133,24	-3,6
4	$C_{h120}^{B20} - 1$	164,6	160,93	-2,3

### 3.5 Анализ изменения НДС при динамическом нагружении

Динамическая нагрузка прикладывается на верхний торец колонной части.

На конечно-элементную модель нагрузка прикладывалась по закономерностям, полученным из графиков изменения нагрузки по времени из экспериментальных исследований соответственно для каждого типа образцов.

Собственный вес образца учтен автоматически на первом «статическом» интервале. Нагрузка удара прикладывается в момент времени 10 с. Шаг измерения нагрузки и шаг интегрирования составляют 0,25 мс.

На рисунке 3.9 представлены графики изменения нагрузки во времени для каждого типа образца. Следует отметить, что максимальное время нагружения составило 4,5 мс для образца  $D_{h120}^{b20}$ . Минимальное время нагружения составило 2,5 мс. Как показывают графики (рисунок 3.9), сопротивление опытных образцов можно разделить на два этапа: первый – это практически упругая работа сопряжения, т.е. сопротивление пропорционально нарастающей нагрузке; второй – упруго-пластическая стадия работы завершающаяся разрушением образца [74].

Особое внимание в проводимых расчетах было уделено напряженно-деформированному состоянию сечений, очерченных пирамидой продавливания, при максимальной нагрузке. В стадии разрушения наблюдается наличие сжатой зоны бетона по верхней грани перекрытия по линии контакта с колонной и растянутой зоны по нижней грани перекрытия. Величина растягивающих деформаций существенно превышала предельную растяжимость бетона.

Следовательно, образовывались трещины, и растяжение воспринималось нижней арматурой [78].

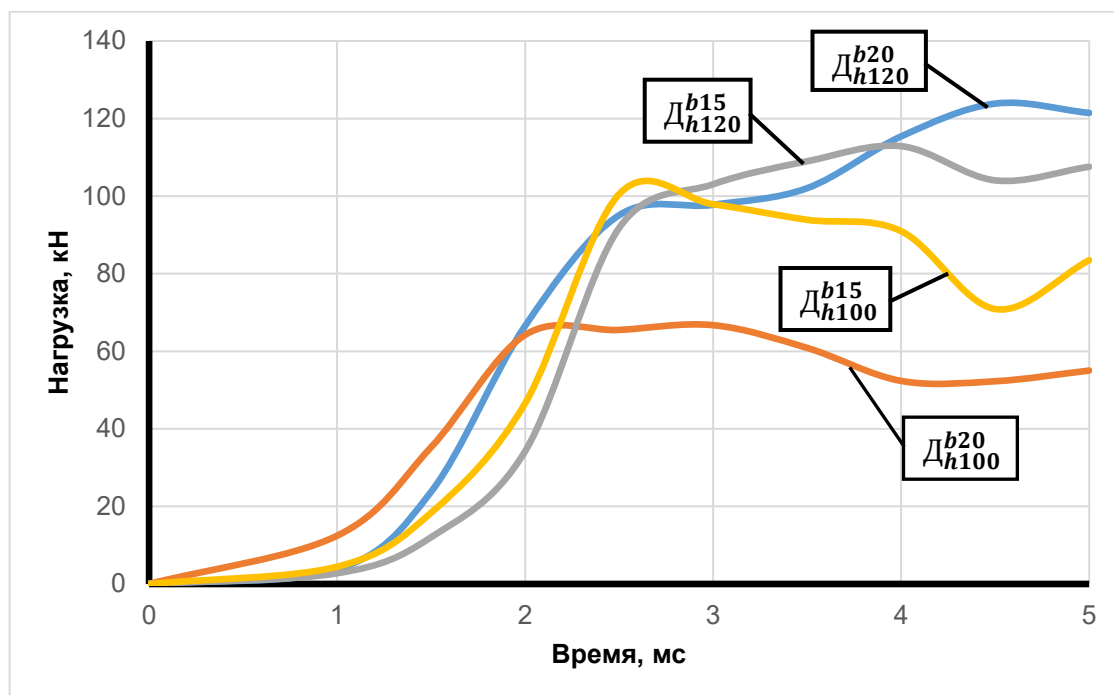


Рисунок 3.9 – График изменения динамической нагрузки во времени для опытных образцов

На рисунке 3.10 показаны графики развития деформаций в нижней и верхней арматуре для всех типов образцов. При этом для сопоставления приведены и экспериментальные данные. Приведенные графики из эксперимента и расчета построены на основании осредненных деформаций по направлениям X и Y в каждый момент времени.

Из графиков видно, что максимальные теоретические напряжения не растяжения превышали 200 МПа. Таким образом, в предельном состоянии при продавливании растянутая арматура плиты в сечении, ограниченном контуром пирамиды продавливания, не достигает расчетного сопротивления. Этот факт подтверждается и экспериментальными данными. Наличие сжатия в бетоне верхней грани плиты и растяжения в нижней арматуре свидетельствует о возникновении изгибающего момента по всем четырем граням пирамиды продавливания. На рисунке 3.11 представлены эпюры распределения напряжений

вдоль растянутой арматуры. Очевидный пик напряжений приходится на сечения начиная у грани колонн и до основания пирамиды продавливания.

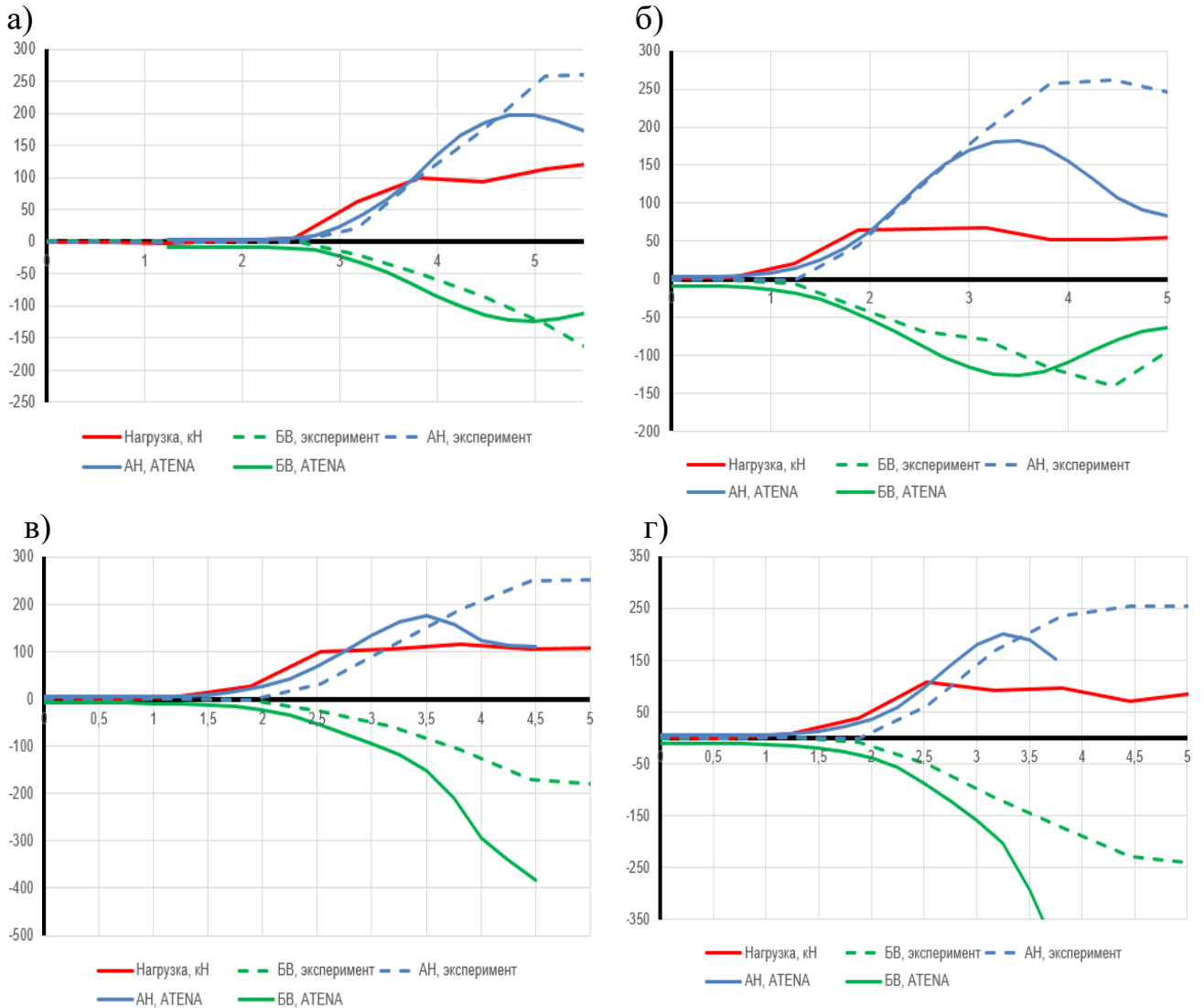


Рисунок 3.10 – Сравнение деформаций в нижней арматуре и на верхней грани бетона по эксперименту и ATENA (осредненные значения): а) для образца

$D_{h120}^{b20}$ ; б) для образца  $D_{h100}^{b20}$ ; в) для образца  $D_{h120}^{b15}$ ; г) для образца  $D_{h100}^{b15}$

Разброс в значениях сжимающих напряжений свидетельствует о возможной потере устойчивости стержней при одновременном действии сжимающих и сдвигающих деформациях.

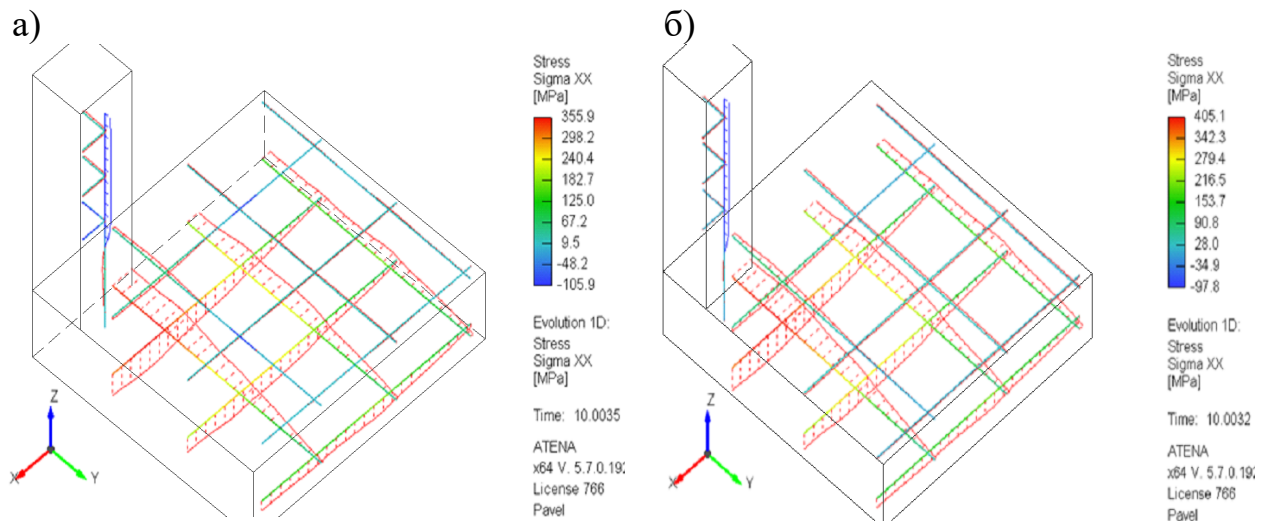


Рисунок 3.11 – Распределение напряжений растяжения в нижних стержнях армирования плиты на стадии разрушения: а) для образца  $D_{h120}^{b15}$ ; б) для образца  $D_{h100}^{b15}$

Полученные изополя главных напряжений (рисунок 3.12) и схемы трещинообразования для предельной стадии (рисунок 3.13) близки по характеру к опытным схемам разрушения. Таким образом, представленные теоретические распределения главных напряжений и схемы разрушения, а также близкое к экспериментальному распределение деформаций сжатия в бетоне и растяжения в арматуре, подтверждают адекватность расчетных моделей при статическом и динамическом нагружениях [78].

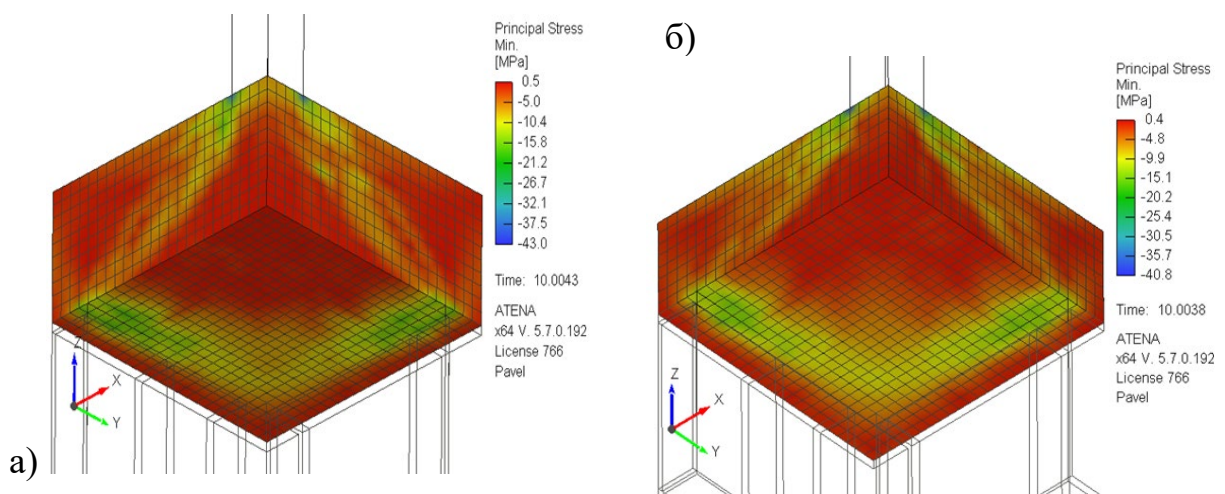


Рисунок 3.12 – Изополя главных напряжений  $\sigma_3$  (МПа) на стадии разрушения: а) для образца  $D_{h120}^{b15}$ ; б) для образца  $D_{h100}^{b15}$  [78]

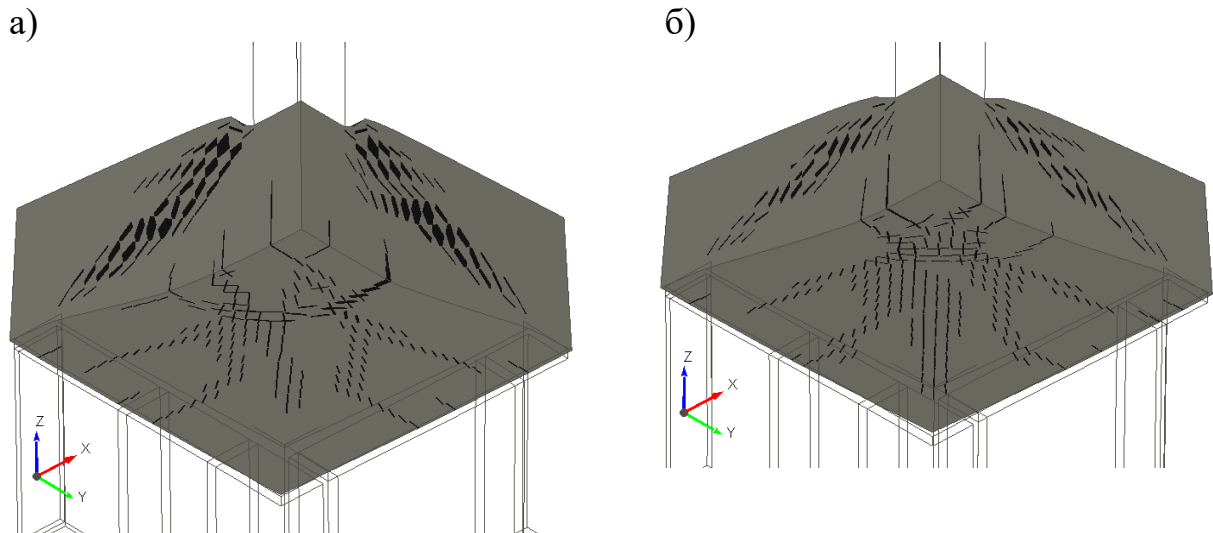


Рисунок 3.13 – Картина трещин на гранях образца в стадии разрушения: а) для образца  $D_{h120}^{b15}$ ; б) для образца  $D_{h100}^{b15}$  [78]

### 3.6 Выводы по главе

Расчетный комплекс ATENA позволяет выполнить моделирование сопряжения колонны с перекрытием с достаточной точностью отображения большинства физико-механических свойств железобетона на всех этапах их деформирования под нагрузкой – физически линейную работу, стадию неупругого и пластического деформирования, процесс трещинообразования и их развитие, а так же разрушение конструкции.

Результаты численных исследований моделей узлов сопряжения колонны с монолитным перекрытием показали удовлетворительную близость с данными напряженно-деформированного состояния, полученных из экспериментальных исследований.

Результаты численных и экспериментальных исследований дают удовлетворительную сходимость в предельной стадии при разрушении от продавливания. Произведено сравнение измеренных деформаций нижней арматуры и бетона верхних волокон с соответствующими значениями из расчета. При этом сравнивались осредненные значения деформаций для нивелирования случайной несимметричности модели. Количественно результат расчета оказался меньше, чем соответствующие значения из эксперимента на 10-20 %.

## **ГЛАВА 4. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И ДИАМИЧЕСКОМ НАГУЖЕНИИ**

### **4.1 Методика описания напряженно-деформированного состояния**

Схема разрушения от продавливания по контуру пирамиды была предложена Гвоздевым А.А. [12,13] на основе многочисленных опытных данных и долгое время не подвергалась совершенствованию. В настоящее время, при наличии многообразия конструктивных решений сопряжений монолитных перекрытий с вертикальными несущими элементами различных конфигураций, упрощенный подход схемы разрушения по пирамиде либо призме продавливания не обеспечивает надежных результатов по несущей способности. Теоретические методики оценки прочности на продавливание в зарубежных нормативных документах [95,97,110,113,115] основываются на эмпирических зависимостях, полученных на основе многочисленных экспериментальных исследованиях. Следует отметить, что они дают надежные результаты при соблюдении определенных конструктивных требований, что снижает их универсальность.

Необходимость более детального анализа напряженно-деформированного состояния при продавливании становится очевидной. Начинать следует с анализа комбинации внутренних усилий жесткого сопряжения плиты с колонной.

При отсутствии продольного армирования в растянутой зоне разрушение от продавливания произойдет по поверхности пирамиды. Этот случай в практике проектирования сопряжений колонн с перекрытием встречается не часто.

По линии сопряжения плиты с прямоугольной (квадратной) колонной действуют опорные изгибающие моменты в двух ортогональных направлениях. Величина этих моментов для наиболее распространенных пролетов велика и в упругой постановке превышает пролетные в два раза. Учитывая перераспределение усилий и наиболее вероятное образование трещин в растянутой зоне, можно утверждать, что в эксплуатационной стадии опорные сечения плит имеют сжатую и растянутую зоны. Этот факт на стадии близкой к разрушению подтверждается

проведенными экспериментальными исследованиями [50, 73-81] на симметричных образцах фрагментов сопряжения колонны с перекрытием при наличии в растянутой зоне плиты рабочей арматуры. При таком напряженно-деформированном состоянии в расчетной схеме при оценке прочности на продавливание следует исключить часть боковой поверхности «приведенной» пирамиды, ограниченной нейтральной осью по всем граням (рисунок 4.1).

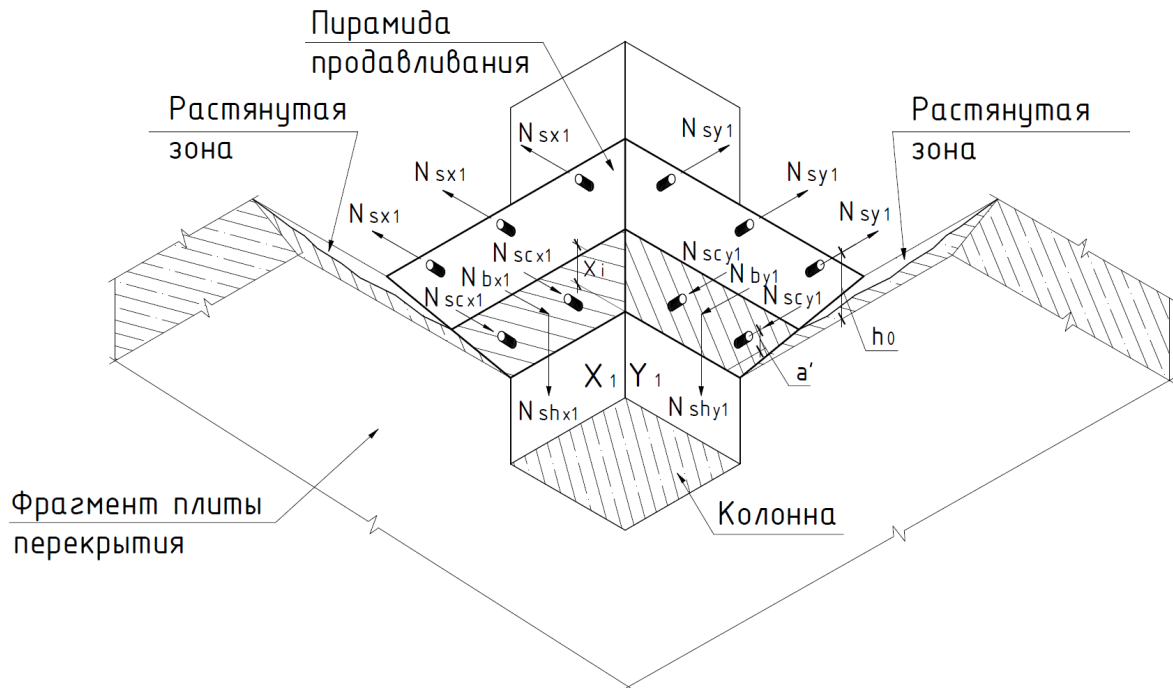


Рисунок 4.1 – Схема действующих усилий в сопряжении плиты перекрытия с колонной

Таким образом, в предельной по несущей способности стадии, сопротивление оказывает поверхность пирамиды, располагаемой в зоне, где действуют сжимающие напряжения. А это, основываясь на действующей методике расчета, приведет к существенному снижению несущей способности на продавливание. Однако, на практике этого не происходит, поскольку как показывают экспериментальные исследования [79,80], прочность при срезе в условиях обжатия, до определенного уровня от  $R_b$ , повышается. Очевидно, что прочность при продавливании должна оцениваться с учетом объемного напряженного состояния.

Для описания напряженно-деформированного состояния сопряжения колонны с монолитным перекрытием приняты следующие предпосылки (рисунок 4.1):

- разрушение сопряжения происходит от продавливания по схеме усеченной пирамиды;
- по граням пирамиды действуют перерезывающие силы и изгибающие моменты, воспринимаемые сжатым бетоном в усеченной части пирамиды и растянутой арматурой перекрытия;
- прочность продавливанию в предельной стадии обеспечивается сопротивлением срезу бетона сжатой части пирамиды;
- сопротивление срезу возрастает [59] с учетом бокового обжатия.

В данной расчетной схеме основными неизвестными являются напряжения сжатия в бетоне и арматуре, напряжения в растянутой арматуре и геометрические параметры приведенной пирамиды продавливания [49].

Для определения величин усилий, действующих по разным граням колонны в зоне сопряжения с перекрытием, необходимо составить систему уравнений равновесия в стадии предельной по несущей способности на продавливание. Таким образом, первое условие, которое принимается для рассматриваемой схемы напряженно-деформированного состояния, - сумма проекций всех сил на вертикальную ось, или другими словами, несущая способность сопряжения при продавливании, которая определяется как:

$$N = Q_{bx1} + Q_{bx2} + Q_{by1} + Q_{by2}, \quad (4.1)$$

где  $Q_{bi}$  – усилие, воспринимаемое бетоном по поверхности пирамиды продавливания для  $i$ -ой грани пирамиды продавливания.

Сумма проекций на горизонтальную ось (4.2) и уравнение моментов относительно нейтральной оси (4.3) внутренних усилий по каждой грани колонны имеют вид:

$$\begin{aligned}
\sum N_{sx1} &= \sum N_{scx1} + N_{bx1}; \\
\sum N_{sx2} &= \sum N_{scx2} + N_{bx2}; \\
\sum N_{sy1} &= \sum N_{scy1} + N_{by1}; \\
\sum N_{sy2} &= \sum N_{scy2} + N_{by2};
\end{aligned}
\tag{4.2}$$

$$\begin{aligned}
M_{x1} &= \sum N_{sx1} \cdot (h_0 - x) + \sum N_{scxi}(x - a') + N_{bx1} \cdot z_{bxi}; \\
M_{y1} &= \sum N_{sy1} \cdot (h_0 - x) + \sum N_{scy1}(x - a') + N_{by1} \cdot z_{by1}; \\
M_{x2} &= \sum N_{sx2} \cdot (h_0 - x) + \sum N_{scxi}(x - a') + N_{bx2} \cdot z_{bxi}; \\
M_{y2} &= \sum N_{sy2} \cdot (h_0 - x) + \sum N_{scy2}(x - a') + N_{by2} \cdot z_{by2},
\end{aligned}
\tag{4.3}$$

где  $N_{sh\ xi\ (yi)}$  – усилие сопротивления срезу от продавливающей нагрузки, возникающее на  $i$ -ой грани боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания;

$N$  – продавливающая нагрузка;

$M_{Xi\ (yi)}$  – изгибающий момент в сечении плиты, по  $i$ -той грани колонны;  $N_{s\ Xi\ (yi)}$  и  $N_{sc\ Xi\ (yi)}$  – продольное усилие соответственно в растянутой и сжатой арматуре соответственно;

$N_{b\ Xi\ (yi)}$  – горизонтальное усилие в бетоне в границах поверхности приведенной пирамиды продавливания;

$x$  – высота сжатой зоны бетона, принятая для симметричной схемы узла сопряжения одинаковой по всем граням колонны.

Рассмотрим наиболее простой симметричный узел сопряжения. Тогда справедливы следующие равенства:

$$N = 4Q_{bi}; \quad \sum N_{si} = \sum N_{sci} + N_{bi}; \tag{4.4}$$

$$M_{x(y)} = \sum N_{sx(y)} \cdot (h_0 - x) + \sum N_{scx(y)}(x - a') + N_{bx(y)} \cdot z_b. \tag{4.5}$$

Усилие, воспринимаемое бетоном по поверхности пирамиды продавливания при симметричном узловом сопряжении, определяется по формуле (4.6):

$$Q_{bi} = k_1 \sigma_{sh} k_2 A_{redi} \sin \varphi , \quad (4.6)$$

где  $\sigma_{sh}$  – максимальные касательные напряжения по поверхности пирамиды продавливания [16];

$A_{redi}$  и  $\varphi$  – площадь боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания и угол наклона грани пирамиды к плоскости перекрытия.

$k_1$  – коэффициент полноты эпюры распределения касательных напряжений (при распределении напряжений по параболе  $k_1 \cong 0,66$ );

$k_2$  – коэффициент, учитывающий повышение прочности на срез при наличии бокового обжатия [59], определяемый по рисунку 4.2 в зависимости от уровня напряжений:

$$\text{при } 0 \leq \sigma \leq 0,75: \frac{R_{cp}}{R_{куб}} = 0,106 + 1,513 \frac{\sigma}{R_{куб}} - 1,036 \frac{\sigma^2}{R_{куб}^2} ;$$

$$\text{при } 0 \leq \sigma \leq 0,35: \frac{R_{cp}}{R_{куб}} = 0,106 + 1,881 \frac{\sigma}{R_{куб}} - 2,305 \frac{\sigma^2}{R_{куб}^2} .$$

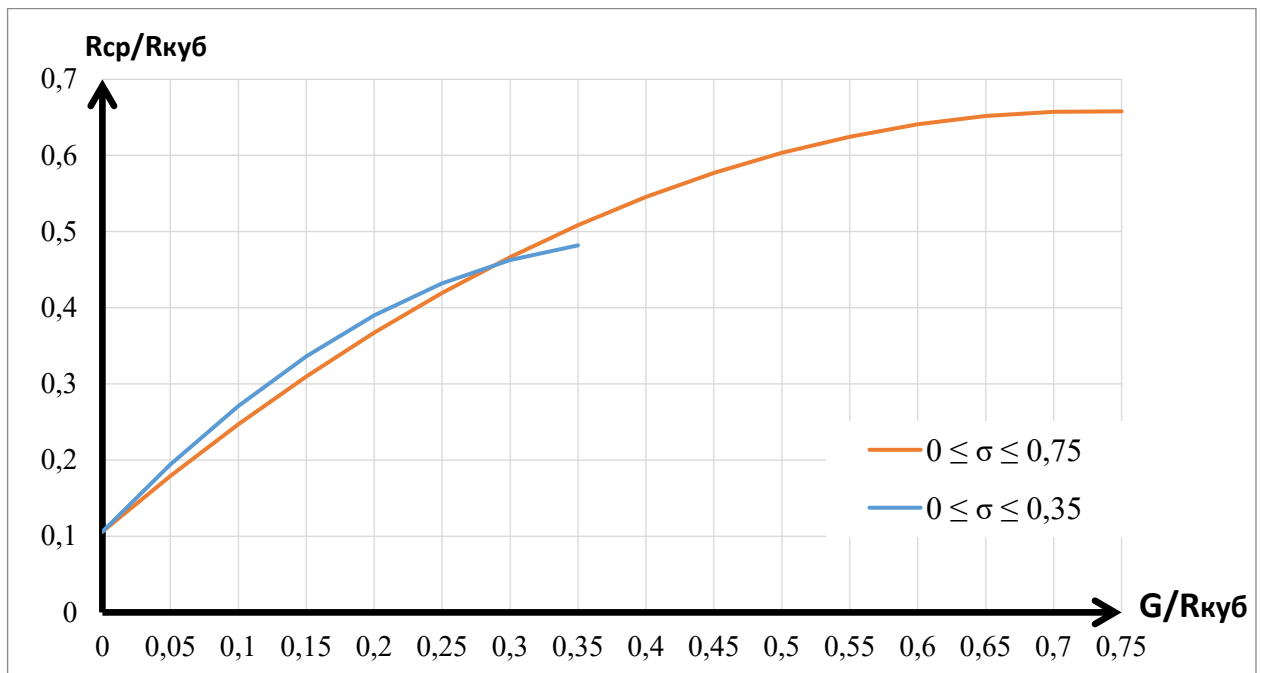


Рисунок 4.2 – График зависимости  $R_{cp}/R_{куб}$  от  $\sigma/R_{куб}$  [59]

Тогда усилие продавливания будет иметь вид:

$$N = 4Q_{bi}. \quad (4.7)$$

Максимальные касательные напряжения будут равны сопротивлению срезу, которое можно определить из выражения [59]:

$$R_{sh} = \sigma_{sh} = 0,106R_{куб}, \quad (4.8)$$

где  $R_{куб}$  – кубиковая прочность бетона на сжатие.

## 4.2 Геометрия приведенной призмы продавливания

В соответствии с принятыми предпосылками определим геометрические параметры, так называемой, приведенной призмы продавливания, образованной по поверхности пирамиды продавливания в границах высоты сжатой зоны (рисунок 4.3).

Проекция на горизонтальную ось высоты сжатой зоны бетона

$$c_{xi} = \frac{x_i}{tg\theta} = \frac{\cos\theta \cdot x_i}{\sin\theta}, \quad (4.9)$$

где  $x_i$  – высота сжатой зоны  $i$ -ой грани;

$\theta$  – угол продавливания.

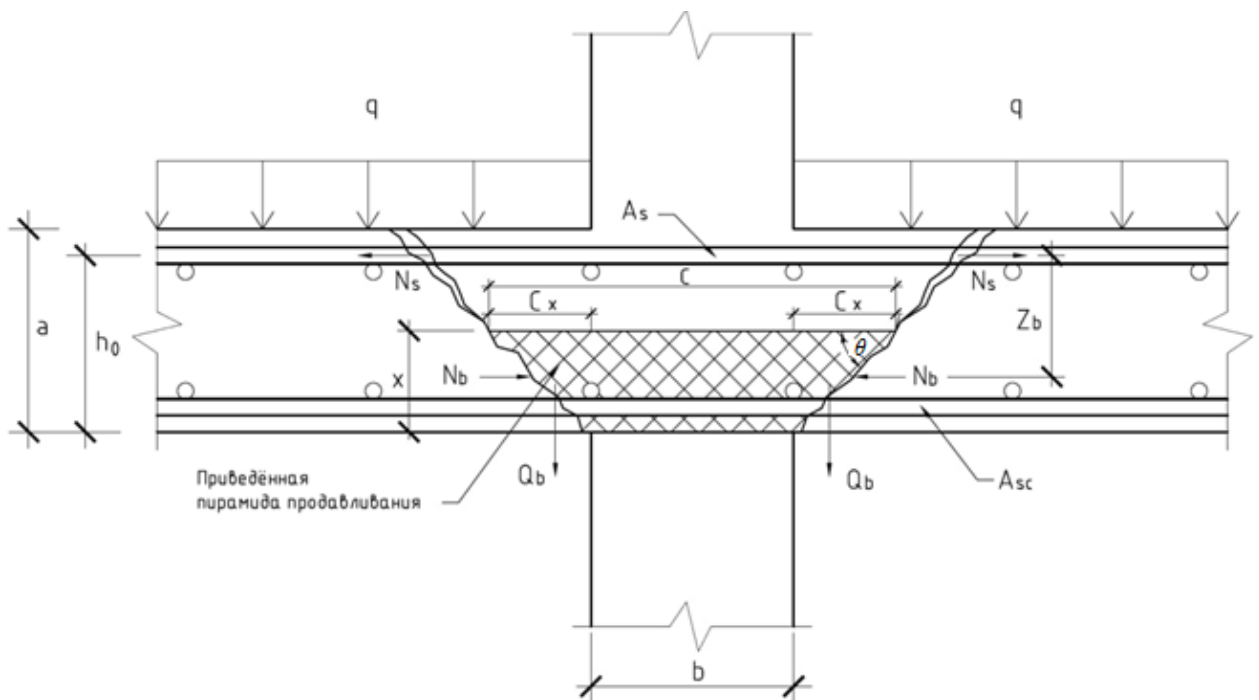


Рисунок 4.3 – Расчетная схема к определению несущей способности узла сопряжения колонны с перекрытием при продавливании [74,139]

Размер нижнего основания  $i$ -ой грани приведенной пирамиды продавливания определяется по формуле (4.10):

$$c_i = b + 2c_{xi} = b + 2x_i \frac{\cos\theta}{\sin\theta}. \quad (4.10)$$

Высота  $i$ -ой грани боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания определяется по формуле:

$$h_{red,i} = \frac{x_i}{\sin\theta}. \quad (4.11)$$

Площадь грани пирамиды продавливания:

$$A_{b,red,i} = \frac{b + c_i}{2} * h_{red,i} = \frac{1}{2} \left( 2b + 2x_i \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \right) \frac{x_i}{\sin\theta} = \left( b + \frac{x_i \cos\theta}{\sin\theta} \right) \frac{x_i}{\sin\theta}, \quad (4.12)$$

где  $b$  – ширина колонны;

Площадь боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания:

$$A_{b,red} = \sum_{i=1}^n A_{b,red,i} = \left( b + \frac{x_1 \cos\theta}{\sin\theta} \right) \frac{x_1}{\sin\theta} + \dots + \left( b + \frac{x_n \cos\theta}{\sin\theta} \right) \frac{x_n}{\sin\theta}. \quad (4.13)$$

Фигура сжатой грани представляет фигуру клина. Усилие в бетоне сжатой зоны  $i$ -ой грани пирамиды будет равно:

$$V = (2b + (2c_{xi} + b)) \frac{\sigma x_i}{6}.$$

$$N_{b,i} = \sigma_{b,i} \cdot \frac{1}{2} \cdot b_{mid,i} \cdot x_i, \quad (4.14)$$

где  $b_{mid,i}$  – средняя линия  $i$ -ой грани (трапеции) пирамиды продавливания:

$$b_{mid,i} = \frac{b + c_i}{2} = b + x_i \frac{\cos\theta}{\sin\theta}. \quad (4.15)$$

### 4.3 Определение несущей способности узла сопряжения

Усилие в бетоне сжатой зоны

$$N_{b,i} = \sigma_b * \frac{1}{2} \left( b + x_i \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \right) x_i. \quad (4.16)$$

Усилие в сжатой арматуре  $i$ -ой грани:

$$N_{sc,i} = \sigma_{sc,i} * A'_s, \quad (4.17)$$

где  $\sigma_{sc}$  – напряжение в сжатой арматуре;

$A'_s$  - площадь сжатой арматуры.

Выразим напряжение в сжатой арматуре через напряжение в сжатом бетоне:

$$\sigma_{b,i} = \varepsilon_{b,i} * E_b * \nu, \quad (4.18)$$

где  $\varepsilon_b$  – относительные деформации укорочения бетона;

$E_b$  – модуль упругости бетона;

$\nu$  – коэффициент упругопластических деформаций

$$\varepsilon_{b,i} = \frac{\sigma_{b,i}}{E_b \cdot \nu} \quad (4.19)$$

Принимаем  $\varepsilon_b = \varepsilon_{sc}^*$ ,

где  $\varepsilon_{sc}^*$  - относительные деформации в сжатой арматуре.

получаем:

$$\sigma_{sc,i} = E_s * \frac{\sigma_{b,i}}{E_b \cdot \nu} = \alpha \cdot \frac{\sigma_{b,i}}{\nu}, \quad (4.20)$$

здесь  $E_s$  – модуль упругости арматуры;

$\alpha$  - есть отношение  $\frac{E_s}{E_b}$ .

В итоге усилие в сжатой арматуре равно:

$$N_{sc,i} = \alpha * \frac{\sigma_b}{\nu} * A'_s = \alpha' * \sigma_{b,i} * A'_s. \quad (4.21)$$

Усилие в растянутой арматуре  $i$ -ой грани в пределах нижней грани призмы обрушения:

$$N_{s,i} = \sigma_{s,i} \cdot A_s, \quad (4.22)$$

где  $A_s$  – площадь арматуры, попавшей в зону пирамиды продавливания.

Выражаем напряжение в растянутой арматуре:

$$\sigma_{s,i} = \varepsilon_{s,i} * E_s; \quad (4.23)$$

$$\varepsilon_{s,i} = \frac{h_0 - x_i}{x_i} \varepsilon_{b,i} = \frac{h_0 - x_i}{x_i} \cdot \frac{\sigma_{b,i}}{E_b * \nu}. \quad (4.24)$$

тогда

$$N_{s,i} = \frac{h_0 - x_i}{x_i} * \alpha' \cdot \sigma_{b,i} \cdot A_s. \quad (4.25)$$

Подставляем значения усилий в уравнение равновесия:

$$\sigma_{bi} \cdot \frac{x_i}{2} \left( b + x_i \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \right) + \alpha' \cdot \sigma_{b,i} \cdot A'_s - \frac{h_0 - x_i}{x_i} \cdot \alpha' \cdot \sigma_{b,i} \cdot A_s = 0, \quad (4.26)$$

сокращаем на  $\sigma_b$  и умножаем на  $x$ :

$$\frac{x_i^2 b}{2} + \frac{x_i^3 \cos\theta}{2 \sin\theta} + x_i \cdot \alpha' * A'_s - (h_0 - x_i) \cdot \alpha' \cdot A_s = 0, \quad (4.27)$$

умножаем на 2 и получаем:

$$x_i^2 b + x_i^3 \operatorname{ctg} \theta + 2x_i \cdot \alpha' \cdot (A'_s + A_s) - 2h_0 \cdot \alpha' \cdot A_s = 0. \quad (4.28)$$

Запишем уравнение в виде:

$$ax_i^3 + bx_i^2 + 2x_i c - 2d = 0 \quad (4.29)$$

Зная высоту сжатой зоны для каждой грани, запишем уравнение моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Xi(Yi)} = \sigma_{b,i} \cdot \frac{1}{2} \cdot A_{b,red,i} \cdot z_{6,i} + \sigma_{sc,i} A_s (h_0 - a'), \quad (4.30)$$

где  $z_{6,i}$  – плечо внутренней пары сил  $i$ -ой грани, определяется по формуле:

$$z_{6,i} = h_0 - \frac{x_i}{3}. \quad (4.31)$$

$$\begin{aligned} M_{Xi(Yi)} &= \sigma_{bi} \cdot \frac{1}{2} \cdot b_{mid,i} \cdot x_i \cdot \left( h_0 - \frac{x_i}{3} \right) + \alpha' \cdot \sigma_{bi} \cdot A'_s = \\ &= \sigma_{b,i} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( b + x_i \frac{\cos \theta}{\sin \theta} \right) \cdot x_i \left( h_0 - \frac{x_i}{3} \right) + \alpha' \cdot \sigma_{b,i} \cdot A'_s (h_0 - a'). \end{aligned} \quad (4.32)$$

Выражение напряжения сжатия бетона будет иметь вид:

$$\sigma_{b,i} = \frac{M_{Xi(Yi)}}{\frac{1}{2} \left( b + x_i \frac{\cos \theta}{\sin \theta} \right) x_i \left( h_0 - \frac{x_i}{3} \right) + \alpha' \cdot A'_s (h_0 - a')}. \quad (4.33)$$

Проведенные экспериментальные исследования [78,79] показали (таблица 4.1):

- относительная высота сжатой зоны при статическом нагружении в предельной стадии соответствует  $\xi=0,45$ , а при динамическом нагружении - в среднем  $\xi=0,38$ ;

- уровень напряжений в бетоне сжатой зоны составил  $0,58R_b$  при статическом и динамическом нагружениях;

- напряжения в растянутой арматуре при статическом нагружении достигали расчетного сопротивления  $0,97R_s$ , при динамическом нагружении уровень напряжения составил  $0,75 R_s$ ;

- коэффициенты  $k_2$  увеличения прочности бетона на срез по экспериментальным данным и по рекомендациям получились близкими;

- расхождения между значениями несущей способности по предложенной методике (4.4, 4.5) и экспериментальными данными не превышают 15 %.

Предлагаемая методика оценки несущей способности узла сопряжения монолитного перекрытия с колонной при разрушении по схеме продавливания была использована для образцов известных авторов [2-7, 32, 42, 46, 55-57, 86]. Результаты сопоставления теории с опытными данными представлены в таблице 4.2.

Таблица 4.1 – Результаты расчета по предлагаемой методике расчета на продавливание

Марка образца	$R_b$ , МПа	$A_b$ , см <sup>2</sup>	$A_s$ , см <sup>2</sup>	$\frac{\sigma_b}{R_b}$	$\frac{\sigma_s}{R_s}$	$\xi$	$k_{2,exp}$	$k_{2,theor}$	$N_{exp}$ , кН	$N_{theor}$ , кН
<b>Статическое нагружение</b>										
$C_{h100}^{b15}$	11,92	374,79	1,51	0,34	0,97	0,49	3,924	4,108	104,9	109,8
$C_{h120}^{b15}$	11,92	419,94	1,51	0,59		0,44	4,232	4,591	129,5	140,5
$C_{h100}^{b20}$	15,01	323,37	1,51	0,58		0,44	4,294	4,604	124,7	133,7
$C_{h120}^{b20}$	15,01	377,55	1,51	0,66		0,44	4,378	4,465	160,9	164,1
<b>Динамическое нагружение</b>										
$D_{h100-1}^{b15}$	12,51	242,5	1,51	0,37	0,75	0,45	4,57	4,25	105,9	98,4
$D_{h100-2}^{b15}$	12,02	221,9	1,51	0,7		0,42	5,21	5,81	102,4	113,9
$D_{h100-1}^{b20}$	16,69	223,4	1,51	0,38		0,378	4,22	4,29	102,2	103,9
$D_{h100-2}^{b20}$	15,18	216,8	1,51	0,7		0,454	3,87	4,25	106,8	117,3
$D_{h120-1}^{b15}$	12,51	261,7	1,51	0,68		0,34	5,6	5,75	115,2	118,4
$D_{h120-2}^{b15}$	12,02	-	1,51	-		-	-	-	111,8	-
$D_{h120-3}^{b15}$	11,63	314,5	1,51	0,61		0,363	5,71	5,47	119,7	114,7
$D_{h120-2}^{b20}$	15,18	239,3	1,51	0,65		0,33	5,03	5,66	121,6	136,7
$D_{h120-3}^{b20}$	15,46	250,2	1,51	0,68		0,354	4,62	5,36	122,7	142,6

Примечание:  $A_b$  – площадь одной грани пирамиды продавливания,  $A_s$  – площадь растянутой арматуры в пределах одной грани пирамиды продавливания;  $\xi$  – относительная высота сжатой зоны бетона.

Таблица 4.2 – Результаты расчета экспериментальных образцов известных авторов по предлагаемой методике.

Автор	$R_b$ , МПа	$A_b$ , см <sup>2</sup>	$A_s$ , см <sup>2</sup>	$N_{exp}$ , кН	$K_{2\ exp}$	$K_{2\ theor}$	$N_{theor}$ , кН	$\frac{N_{theor}}{N_{exp}}$
Пекин Д.А.	22	2592,1	11,3	1180	3,94	3,57	1091,8	0,93
Клованич С.Ф.	21,6	1970,4	9,04	776	3,89	4,38	802,5	1,04
Краснощеков Ю.В. Комлев А.А.	39,8	138,45	1,57	103	3,91	4,13	108,9	1,057
Филатов В.Б. Галяутдинов З.Ш.	33	418,92	4,62	272	4,12	3,99	263,4	0,968
Истомин А.Д. Кудрявцев М.	67,5	83,92	0,6	99,6	3,68	3,89	105,4	1,058
Кабанцев О.В. Крылов С.Б. Трофимов С.В.	43,2	5008,5	24,6	4678	4,00	4,39	5141	1,1

Как видно из таблицы 4.2, сходимость экспериментальных и теоретических данных удовлетворительная.

#### 4.4 Выводы по главе

Сформулированы предпосылки для описания напряженно-деформированного состояния сопряжения колонны с перекрытием при продавливании при статическом и динамическом нагружении.

Предложена методика определения параметров напряженно-деформированного состояния сопряжения колонны с перекрытием при

продавливании при статическом и динамическом нагружении: геометрические параметры приведенной пирамиды продавливания, напряжения в бетоне сжатой зоны, растягивающие напряжения в арматуре.

Установлена зависимость относительной высоты сжатой зоны в предельном состоянии при статическом и динамическом нагружении от процента армирования образцов, площади приведенной пирамиды продавливания.

Представлены рекомендации по совершенствованию существующей методики расчета на продавливание статической нагрузкой и разработана методика расчета на продавливание динамической нагрузкой, учитывающие продольную арматуру плит перекрытия и основанные на условии равновесия внутренних и внешних усилий.

Предложенная методика расчета показывает хорошую сходимость при сравнении теоретических данных с результатами экспериментальных значений несущей способности испытанных образцов, а также при сравнении с результатами испытаний других авторов.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании проведенных экспериментально-теоретических исследований напряженно-деформированного состояния сопряжения колонны с перекрытием при продавливании статической и динамической нагрузкой были сделаны следующие общие выводы:

1. Проведенный анализ отечественных и зарубежных работ по исследованию несущей способности монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом нагружении показал недостатки в исследованности объемного напряженно-деформированного состояния сечений при продавливании и отсутствие единого подхода к определению прочности, учитывающего конструктивные особенности монолитных железобетонных плит и весь комплекс внутренних усилий, оказывающих сопротивление центральной нагрузке. Практически неизученным остается вопрос сопротивления продавливанию монолитных железобетонных плит при динамическом нагружении.

2. Разработана программа и методика экспериментальных исследований монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и интенсивном динамическом нагружении. Создана и запатентована установка для проведения динамических испытаний в виде копровой установки.

3. Проведен комплекс экспериментальных исследований фрагментов сопряжения монолитных железобетонных плит с колоннами на продавливание при статическом и динамическом нагружении. В результате получены величины разрушающих нагрузок, деформации бетона и арматуры, схемы разрушения для различных режимов нагружения.

4. Экспериментально-теоретическими исследованиями, выполненными в данной работе установлено, что угол наклона пирамиды продавливания при центральном приложении нагрузки зависит от вида воздействия: при интенсивном динамическом нагружении составил  $50-52^\circ$ , при статическом нагружении -  $39-45^\circ$ . Схема разрушения при высокоскоростном нагружении по характеру аналогична разрушению при статическом нагружении.

5. Снижение несущей способности перекрытия на продавливание при времени нагружения от нуля до разрушения 3,22 мс, по сравнению со статическим приложением нагрузки, в среднем составило 15 %.

6. В предельной стадии, при разрушении по схеме продавливания, напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне в пределах, очерченных гранью пирамиды, не достигают предельных. Напряжения растяжения в арматуре при выбранном проценте армирования достигали: при динамическом нагружении -  $0,75R_s$ ; при статическом нагружении –  $0,9R_s$ , максимальные напряжения сжатия в бетоне при статическом и динамическом нагружениях составили  $0,58R_b$ .

7. Результаты экспериментальных исследований показали, что несущая способность монолитной плиты с двойным продольным армированием при центральном продавливании обеспечивается прочностью бетона на срез по сжатой части пирамиды продавливания.

8. В проведенных численных исследованиях на расчетном комплексе ATENA на конечно-элементных моделях, учитывающих особенности нелинейного деформирования железобетона, смоделировано напряженно-деформированное состояние образцов на разных стадиях статического и динамического нагружения. Используя результаты теоретических и экспериментальных исследований, выявлены причины снижения несущей способности при динамическом нагружении вследствие снижения поверхности среза сжатой части пирамиды продавливания из-за увеличения угла наклона ее граней на 10-20 %.

9. Разработана методика расчета плит при центральном продавливании динамической нагрузкой и подготовлены рекомендации по совершенствованию существующей методики расчета на продавливание статической нагрузкой, основанные на фактической схеме разрушения при наличии двойного продольного армирования в плитах перекрытия, условиях равновесия внутренних и внешних усилий с учетом увеличения прочностных свойств бетона при сложном напряженном состоянии. Результаты расчета, с учетом предложенных рекомендаций, показали хорошую сходимость с результатами экспериментальных данных испытанных образцов.

**Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы** связаны с исследованием напряженно-деформированного состояния сопряжения колонны с монолитным перекрытием при центральном и внецентренном приложении внешней статической и динамической нагрузки и совершенствованием методики расчета на продавливание с учетом различного соотношения поперечных сил и изгибающих моментов в плите перекрытия.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Алмазов, В. О. Проектирование железобетонных конструкций по Евронормам. – Москва, АСВ, 2011, 216 с.
2. Болгов, А. Н. Поперечное армирование плит в зоне продавливания / А. Н. Болгов, А. З. Сокуров // Academia. Архитектура и строительство. – 2017. – № 2. – С. 128–132.
3. Болгов, А. Н. Работа узлов сопряжения колонн из высокопрочного бетона с перекрытием в монолитных зданиях с рамно-связевой системой: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Болгов Андрей Николаевич. – М., 2005. – 152 с.
4. Болгов, А. Н. Надежность формул СП 52-101-2003 при расчете на продавливание / А. Н. Болгов // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – № 2. – С. 41–43.
5. Болгов, А. Н. О расчете несущей способности плоских железобетонных плит перекрытий / А. Н. Болгов, С. И. Иванов, Д. В. Кузеванов, А. З. Сокуров // Вестник НИЦ Строительство. – 2017. – № 4 (15). – С. 37–48.
6. Болгов, А. Н. Требования к расчету узлов сопряжения колонн с плоскими безбалочными перекрытиями // Строительная инженерия. – 2005. – №4 – С. 22-29.
7. Болгов, А. Н. О некоторых проблемах расчета монолитных безбалочных безкапитальных перекрытий // Вестник отделения строительных наук. – 2004. – №8, – С. 67-73.
8. Вавилов, О. В. Сборные железобетонные плиты типа 2Т универсального назначения и повышенной технологичности изготовления: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Вавилов Олег Витальевич.
9. Васильев, А. П. Элементы сборных железобетонных конструкций и их соединения/ Васильев А. П. М.:Промстройпроект, ОНТИ, 1935 - (Справочник проектировщика промышленных сооружений, т.4.)
10. Ватин, Н. И. Сопряжение колонны и безребристой безкапитальной плиты перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания / Н. И. Ватин, А. Д. Иванов. СПб: СПбОДЗПП, 2006. – 82 с.

11. Галяутдинов, З. Ш. Численное исследование работы железобетонных плит в зоне продавливания / З. Ш. Галяутдинов // Градостроительство и архитектура. – 2021. – № 3. – С. 4–13.
12. Гвоздев, А. А. Переходные формы между разрушением по наклонному сечению и продавливанием / А. А. Гвоздев, А. С. Залесов, К. Е. Ермуханов // Бетон и железобетон. – 1980. – № 3. – С. 27–29.
13. Гвоздев, А. А. Переходные формы между разрушением по наклонному сечению и продавливанием/ А.А. Гвоздев, А. С. Залесов, К. Е. Ермуханов. // Бетон и железобетон. – 1980. – №3. – С.27-29.
14. Гвоздев, А. А., Карпенко Н. И. Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии/ А.А. Гвоздев, Н. И. Карпенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 1965. – № 2. – С. 20-23.
15. Гвоздев, А. А., Карпенко, Н. И. – Строительная механика и расчет сооружений. – 1965. – №2. – С. 20-23.
16. Голышев, А. Б., Бачинский, В. Я., Полищук, В. П., Харченко, А. В., Руденко, И. В. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие 2-е изд.- К.: Будивэльнык, 1990.- 544 с.
17. ГОСТ 10180–2012 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – М.: Стандартиформ, 2013. – 35 с.
18. ГОСТ 12004–81 Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. – М.: Стандартиформ, 2009. – 11 с.
19. ГОСТ 24452–80 Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. – М.: Стандартиформ, 2005. – 12 с.
20. ГОСТ 26633–2015 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия. – М.: Стандартиформ, 2016. – 12 с.
21. ГОСТ 27006–2019. Бетоны. Правила подбора состава. М.: Стандартиформ, 2019. – 14 с.
22. ГОСТ 28570–2019. Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций. М.: Стандартиформ, 2019. – 12 с.

23. ГОСТ Р 52544–2006 Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – М.: Стандартинформ, 2006. – 20 с.

24. Ермуханов, К. Е. О переходных формах между разрушением плит по наклонному сечению и их продавливанием / Ермуханов, К.Е. // Бетон и железобетон. – 1981. – №1. – С. 17-18.

25. Залесов, А. С. Научно-технический отчет по теме: «Разработка методики расчета и конструирования монолитных железобетонных безбалочных перекрытий, фундаментных плит и ростверков на продавливание» /А. С. Залесов, Е. А. Чистяков, А. С. Махно. – М.: ГУП НИИЖБ. – 2002 – 55 с.

26. Залесов, А. С. Переход от разрушения по наклонному сечению к продавливанию / А. С. Залесов, К. Е. Ермуханов // В кн.: Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. – М.: НИЖБ Госстроя СССР, 1980. – С. 66–84.

27. Залесов, А. С. Продавливание железобетонных плит / А. С. Залесов, К. Е. Ермуханов, С. Г. Качановский // В кн.: Исследование железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях. – М.: НИЖБ Госстроя СССР, 1984. – С. 17–22.

28. Залесов, А. С. Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание / А. С. Залесов, К. Е. Ермуханов, И. А. Момбеков // Бетон и железобетон. – 1990. – № 6. – С. 23–24.

29. Залесов, А. С. Прочность плитных фундаментов по наклонным сечениям / А. С. Залесов, А. Н. Тетиор, С. В. Родин, А. М. Лехно

30. Залесов, А. С. Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание / А. С. Залесов, К. Е. Ермуханов, И. А. Момбеков // Бетон и железобетон. – 1990. – № 6. – С. 36-38.

31. Иванов, А. Расчет прочности плоских плит перекрытий без поперечной арматуры монолитных каркасных зданий на продавливание. / А. Иванов, А. С. Залесов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 2003. – С. 200-205.

32. Истомин, А. Д. Экспериментальные исследования продавливания монолитных плит колоннами прямоугольного сечения // В сб. Актуальные проблемы строительной отрасли и образования [Электронный ресурс]: сб. докладов Первой Национальной конференции. – М.: Изд-во МИСИ – МГСУ, 2020. – С. 69–74.

33. Кабанцев, О. В. Анализ напряженно-деформированного состояния плитных конструкций в приопорных зонах / О. В. Кабанцев, К. О. Песин, А. В. Карлин // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2017. – Т. 13, № 1. – С. 55–62.

34. Карпенко, Н. И. Практическая методика расчета железобетонных плит на продавливание по различным схемам / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2012. – №5. – С. 10-16.

35. Карпенко, Н. И. К построению общей методики расчета железобетонных плит на продавливание с учетом влияния моментов / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Вестник МГСУ. – 2011. – Т. 2, №3. – С. 86–91.

36. Карпенко, Н. И. Практическая методика расчёта железобетонных плит на продавливание по различным схемам / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2012. - №5. – С. 10–16.

37. Карпенко, Н. И. Статически неопределимые железобетонные конструкции. Диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования: Методическое пособие / Н. И. Карпенко, В. И. Травуш, С. Н. Карпенко и др. // – М.: без изд. – 2017. – 197 с.

38. Качановский, С. Г. Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание / С. Г. Качановский // В кн.: Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. – М.: НИЖБ Госстроя СССР, 1982. – С. 96–105.

39. Качановский, С. Г. Переход от разрушения по наклонному сечению к продавливанию для плит с поперечной арматурой/ Качановский С. Г. - Развитие технологии расчета и конструирование железобетонных конструкций. - Труды ин-та НИИЖБ. – С. 57-60.

40. Келасьев, Н. Г. Совершенствование нормативной системы в строительстве на всех этапах жизненного цикла объекта / Н. Г. Келасьев, Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, И. А. Терехов, С. Д. Шмаков, Ю. Г. Хаютин // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – № 4. – С. 10–15.

41. Клевцов, В. А. Действительная работа узлов плоской безбалочной безкапитальной плиты перекрытия с колоннами при продавливании / В. А. Клевцов, А. Н. Болгов // Бетон и железобетон. – 2005. – №3. – С. 17–19.

42. Клованич, С. Ф. Продавливание железобетонных плит. Натурный и численный эксперименты / С. Ф. Клованич, В. И. Шеховцов. Одесса: ОНМУ, 2011. – 119 с.

43. Коровин, Н. Н. Продавливание плит ростверков прямоугольными колоннами/ Коровин Н. Н. // В кн. «Элементы и узлы каркасов многоэтажных зданий» - Сборник трудов, под ред. А.П. Васильева. - М.: Стройиздат, 1980. – С. 30-40.

44. Коровин, Н. Н., Голубев А. Ю. Продавливание толстых железобетонных плит/ Коровин Н. Н., Голубев А. Ю. // Бетон и железобетон. – 1989. – №11. – С. 20-23.

45. Коянкин, А. А. Разработка и исследование капитальных узлов сопряжения колонн с перекрытиями в безригельных каркасах многоэтажных зданий: дис. канд. тех. наук: 05.23.01 / Коянкин Александр Александрович. – Красноярск, 2009. – 150 с.

46. Краснощеков, Ю. В. Прочность плиты безбалочного перекрытия на участках соединения с колоннами / Ю. В. Краснощеков, А. А. Комлев // Бетон и железобетон. – 2011. – № 1. – С. 25–27.

47. Крылов, В. В. Проверка несущей способности монолитной железобетонной плиты на продавливание при действии динамической нагрузки // Научный аспект. – 2019. – Т. 3, №.3. – С. 320 – 325.

48. Крылов, В. В., Саркисов, Д. Ю., Эргешов, Э. Т., Евстафьева, Е. Б. Программа экспериментальных исследований несущей способности безбалочных

плит на продавливание при динамическом нагружении. Конструкция опытных образцов // Строительные материалы и изделия. – 2020. – Т.3, №3. – С. 47-53.

49. Крылов, В. В. Прочность на продавливание при статическом и динамическом нагружениях // Инженерный вестник Дона. – 2024. – №1 – С. 395-403.

50. Крылов, В. В. Прочность на продавливание плит перекрытий при статическом и динамическом нагружениях // Экономика строительства. – 2025. – №12. – С. 633-636.

51. Крылов, В. В. Анализ расчета монолитных железобетонных плит на продавливание / В. В. Крылов, К. Р. Андриян, Н. Н. Трекин // Дни студенческой науки: Сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры НИУ МГСУ, Москва, 01–05 марта 2021 года. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2021. – С. 506-508.

52. Мирсаяпов, И. Т. Теоретические исследования напряжённо-деформированного состояния продавливания плоских железобетонных перекрытий в местах сопряжения с колоннами / И. Т. Мирсаяпов, Г. П. Никитин, М. Ф. Ханбеков // Известия КГАСУ. – 2019. – №2(48). – С. 159–167.

53. Мухамедиев, Т. А. Совершенствование метода расчета изгибаемых в двух направлениях плит/ Т. А. Мухамедиев, М. И. Леви, А. В. Мельник // Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций. – М.– 1989 – С.153-161.

54. Мухамедиев, Т. А. Прочность и деформативность плоских безбалочных перекрытий с нерегулярной сеткой колонн: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Мухамедиев Тахир Абдурахманович. – М., 1978. – 176 с.

55. Мухамедиев, Т. А. Экспериментальное исследование монолитных безбалочных перекрытий многоэтажных зданий с нерегулярной сеткой колонн / Т. А. Мухамедиев // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1977. – №2. – С. 155–159.

56. Пекин, Д. А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты / Д. А. Пекин // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – № 10. – С 20–28.

57. Пекин, Д. А. Несущая способность опорных зон монолитных железобетонных безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Пекин Дмитрий Анатольевич. М., 2017. – 242 с.

58. Пекин, Д. А. Применение скрытых металлических капителей в безбалочных монолитных перекрытиях // Современная наука и инновации. – 2016. – №2. – С. 110-115.

59. Петров, А. Н. Экспериментальные исследования бетона при нагружении сжатием и срезом. // Бетон и железобетон. – 1965. – №11. – С. 34-37.

60. Плясунов, Е. Г. Бескапительный стык колонны и перекрытия с комбинированным армированием в монолитном железобетонном безбалочном каркасе: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Плясунов Евгений Геннадьевич.

61. Попов, Н. Н. Влияние косвенного армирования на деформации бетона [Текст] / Н. Н. Попов, Н. Н. Трекин, Н. Г. Матков // Бетон и железобетон. – 1988. – №11. – С.33-36.

62. Силантьев, А. С. Определение натурным испытанием вклада продольной арматуры и изгибающего момента в колонне в прочность плиты на продавливание. Особенности подготовки и моделирования образцов / А. С. Силантьев, Е. А. Лучкин // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования [Электронный ресурс]: сб. докладов Первой Национальной конференции. – М.: Изд-во МИСИ – МГСУ, 2020. – С. 162–169.

63. Силантьев, А. С. Применение нелинейной деформационной модели к расчету прочности на продавливание плиты круглой колонной / А. С. Силантьев, Е. А. Лучкин // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – №7. – С. 28–34.

64. Сокуров, А. З. Продавливание плоских железобетонных плит, усиленных поперечной арматурой: дис. канд. тех. наук: 05.23.01 / Сокуров Алим Зуберович. – М., 2015. – 155 с.
65. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». – М.: Минстрой России, 2018. – 143 с.
66. СП 430.1325800.2018 Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования. – М.: Стандартинформ, 2019. – 40 с.
67. Тамразян, А. Г. Анализ экспериментальных исследований по продавливанию плит пилонами / А. Г. Тамразян // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования [Электронный ресурс]: сб. докладов Первой Национальной конференции. – М.: Изд-во МИСИ – МГСУ. – 2020. – С. 177–185.
68. Тамразян, А. Г. К анализу узла сопряжения монолитных плит и колонн при продавливании / А. Г. Тамразян // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения [Электронный ресурс]: Мат-лы Междунар. акад. чтений под ред. С. И. Меркулова. – Курск: ЗАО "Университетская книга". – 2020. – С. 101–109.
69. Тамразян, А. Г. К напряженно-деформированному состоянию монолитных плит при продавливании пилонами / А. Г. Тамразян // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования [Электронный ресурс]: сб. докладов Первой Национальной конференции. – М.: Изд-во МИСИ – МГСУ. – 2020. – С. 170–176.
70. Тамразян, А. Г. К оценке надежности железобетонных плоских безбалочных плит перекрытий на продавливание при действии сосредоточенной силы в условиях высоких температур / А. Г. Тамразян, Ю. Н. Звонов // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №7. – С. 24–28
71. Тетиор, А. Н. Расчет фундаментных плит при хрупком разрушении / А. Н. Тетиор // Промышленное строительство. – 1979. – №2. – С. 27.
72. Тихонов, И. Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. Пособие по проектированию / И. Н. Тихонов. – М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2007. – 170 с.

73. Трекин, Н. Н. К вопросу о несущей способности железобетонных плит на продавливание при динамическом нагружении на объектах наземной космической инфраструктуры / Н. Н. Трекин, В. В. Крылов // Научный аспект. – 2018. – Т. 7, № 4. – С. 771–778.

74. Трекин, Н. Н., Саркисов, Д. Ю., Крылов, В. В., Евстафьева, Е. Б., Андрян, К. Р. Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении // Строительство и реконструкция. – 2022. – №5. – С. 67-80.

75. Трекин, Н. Н. Скрытые металлические капители безбалочных монолитных перекрытий / Н. Н. Трекин, Д. А. Пекин // В сб.: Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Под ред. А. Г. Тамразяна, Д. Г. Копаницы. – М.: Изд-во НИУ МГСУ, 2016. – С. 453–458.

76. Трекин, Н. Н. Скрытые металлические капители безбалочных монолитных перекрытий / Н. Н. Трекин, Д. А. Пекин // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – № 7. – С. 17–20.

77. Трекин, Н. Н. Скрытые металлические капители с горизонтальной листовой арматурой / Н. Н. Трекин, Д. А. Пекин // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – № 6. – С. 32–37.

78. Трекин, Н. Н., Крылов, В. В., Евстафьева, Е. Б., Андрян, К. Р. Экспериментальное исследование прочности плит на продавливание при динамическом нагружении // Строительные материалы и изделия. – 2021. – Т.4, №4. – С.41-48.

79. Трекин, Н.Н. Экспериментально-теоретическое исследование разрушающей нагрузки плит на продавливание при статическом нагружении / Н. Н. Трекин, Д. Ю. Саркисов, С. В. Трофимов, В. В. Крылов // Инновации в строительстве - 2020: сборник докладов Международной научно-практической конференции, посвященной 60-летию строительного института ФГБОУ ВО «БГИТУ», Брянск, 25 декабря 2020 года. – Брянск: Федеральное государственное

бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Брянский государственный инженерно-технологический университет», 2020. – С. 423-429.

80. Трекин, Н. Н. Экспериментально-теоретическое исследование прочности плит на продавливание / Н. Н. Трекин, Д. Ю. Саркисов, С. В. Трофимов, В. В. Крылов, Е. Б. Евстафьева // Вестник МГСУ. – 2021. – № 8. – С. 1006–1014.

81. Трекин, Н. Н. Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении. Аналитические предпосылки к расчету / Н. Н. Трекин, В. В. Крылов, К. Р. Андриян // Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений: Тезисы докладов VIII-го международного симпозиума, Тамбов, 17–21 мая 2023 года. – Тамбов: ИП Чеснокова А.В., 2023. – С. 177-179.

82. Шеховцов, И. В. Прочность и деформативность плит без поперечной арматуры при продавливании. Дисс. канд.техн. наук 05.23.01 / Шеховцов Игорь Владиславович– Одесса: 1992 – 188 с.

83. Филатов, В. Б. Силовое сопротивление железобетонных монолитных плоских плит перекрытий при продавливании колоннами прямоугольного сечения // Известия Самарского научного центра РАН. – 2012. – Т.14, № 4(5). – С. 1322-1324.

84. Филатов, В. Б. Совершенствование нормативной методики расчета на продавливание плоских железобетонных плит // Вестник гражданских инженеров. – 2013. – №5 (40). – С. 80-84.

85. Филатов, В. Б. Анализ влияния конструктивных параметров на прочность железобетонных плит при продавливании / В. Б. Филатов, Е. П. Бубнов, А. К. Алексеев, М. А. Брусков, З. Ш. Галяутдинов, А. Г. Проидин // Известия Самарского научного центра Российской академии наук. – 2014. – Т.16, №4 (3). – С. 646–649.

86. Филатов, В. Б. Анализ напряженно-деформированного состояния плиты при продавливании на конечно-элементных моделях / В. Б. Филатов, З. Ш. Галяутдинов // В сб.: Новое в архитектуре, проектировании строительных

конструкций и реконструкции. Материалы IV Международной (X Всероссийской) конференции. – 2018. – С. 214–222.

87. Филатов, В. Б. Силовое сопротивление железобетонных монолитных плоских плит перекрытий при продавливании колоннами прямоугольного сечения / В. Б. Филатов // Известия Самарского научного центра Российской академии наук. – 2012. – Т. 14, № 4–5. – С. 1322–1324.

88. Филатов, В. Б. Совершенствование нормативной методики расчета на продавливание плоских железобетонных плит / В. Б. Филатов // Вестник гражданских инженеров. – 2013. – № 5 (40). – С. 80–84.

89. Филатов, В. Б. Численное исследование работы железобетонных плит в зоне продавливания / В. Б. Филатов, З. Ш. Галяутдинов // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство и строительные технологии. Сб. статей 78-ой Всероссийской научно-технической конференции. – 2021. – С. 35–43.

90. Филатов, В. Б. Экспериментальное исследование деформирования железобетонной плиты в зоне продавливания колонной прямоугольного сечения / В. Б. Филатов, З. Ш. Галяутдинов // «Лолейтовские чтения-150». Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям. Сб. докладов Международной научно-практической конференции. Под ред. А.Г. Тамразяна. – М.: НИУ МГСУ, 2018. – С. 496–501.

91. Филатов, В. Б. Экспериментальное исследование работы железобетонной плиты перекрытия при продавливании колонной / В. Б. Филатов, З. Ш. Галяутдинов, М. В. Коваленко // Инженерный вестник Дона. – 2020. – № 6.

92. Яров, В. А. Результаты экспериментальных исследований плит с комбинированным армированием на продавливание / В. А. Яров, Е. Г. Плясунов // Бетон и железобетон в третьем тысячелетии: материалы IV Междунар. науч.-практ. конф. – Ростов н/Д: РГСУ, 2006. – Т. 2. – С. 566–570.

93. Яров, В. А. Экспериментальные и численные исследования стыков монолитных перекрытий с колоннами / В. А. Яров, А. А. Коянкин // Вестник МГСУ. – 2008. – № 3. – С. 45–50.

94. Abaqus Documentation. Abaqus Analysis User's manual. Materials. Other plasticity models. Concrete.
95. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05), American Concrete Institute Farmington Hills, Michigan. – 2005. – 70 pp.
96. Alexander, S. Moment transfer at interior slab-column connections / Alexander S., Simmonds S. // ACI Structural Journal. – 2003. – Vol. 100, №2. – P. 197–202.
97. BAEL-91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
98. Bažant, Z. P. Justification of ACI 446 Code provisions for shear design of reinforced concrete beams / Z. P. Bažant, Q. Yu, W. Gerstle, J. Hanson, J. Ju // ACI Structural Journal. – 2007. – V. 104, №.5. – P. 601–610.
99. Birkle, G. Influence of slab thickness on punching shear strength / G. Birkle, W. H. Dilger // ACI Structural Journal. – 2008. – Vol. 105, №2. – P. 180–188.
100. Borges, L. L. J. Behavior in punching shear of reinforced concrete flat plates with rectangular columns and openings. PhD thesis, University of Brasília. – Brasília, Brazil, 2004. – 362 p.
101. Borges, L. L. J. Punching shear of reinforced concrete flat plates with openings / L. L. J. Borges, G. S. Melo, R. B. Gomes // ACI Structural Journal. – 2013. – Vol. 110, No. 4. – P. 547–556.
102. Broms, C. E. Concrete flat slabs and footings Design method for punching and detailing for ductility: Doctoral Thesis / Broms Carl Erik. – Stockholm, Sweden. – 114 p.
103. Broms, C. E. Design method for imposed rotations of interior slab-column connections / C. E. Broms // ACI Structural Journal. – 2009. – Vol. 106, No. 5. – P. 636–645.
104. Broms, C. E. Ductility of flat plates: comparison of shear reinforcement systems / C. E. Broms // ACI Structural Journal. – 2007. – Vol. 104, No. 6. – P. 703–711.
105. Broms, C. E. Tangential strain theory for punching failure of flat slabs / C. E. Broms // ACI Structural Journal. – 2016. – Vol. 113, No. 1. – P. 95–104.

106. Broms, C.E. Punching of Flat Plates – A Question of Concrete Properties in Biaxial Compression and Size Effect // *ACI Structural Journal*. – 1990. – Vol. 87, №3. – P. 292-304.
107. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14). 2014
108. Červenka V, Libor Jendele, Jan Červenka, ATENA Program Documentation. Part 1. Theory, Prague: Červenka Consulting s.r.o. – 2020. – p. 344.
109. Cervenka, J., Cervenka, V. On the uniqueness of numerical solutions of shear failure of deep concrete beams: comparison of smeared and discrete crack approaches/ in *Computational modelling of concrete structures*, Leiden, 2010.
110. DIN-1045-1-2008 Concrete, reinforced and prestressed concrete structures - Part 1: Design and construction.
111. Elsner, R. C., Hognestad, E. An Investigation of Reinforced Concrete Slabs Falling in Shear / Mimeographed Report. – University of Illinois, Department of Theoretical and Applied Mechanics, N3. – 1953 – 372 pp.
112. Elsner, R. C., Hognestad, E. An Investigation of Reinforced Concrete Slabs Falling in Shear / Mimeographed Report. – University of Illinois, Department of Theoretical and Applied Mechanics, N3, 1953 – 372 pp.
113. Eurocode 2 Design of Concrete Structures. Part 1 General Rules and Rules for Buildings: EN 1992 –1:2001. Brussels. 2002
114. Forsell C., Holmberg A. Stampellast pa plattor beton / *Betong* (Stockholm). – 1946. – V.31, №2. – P.23-29.
115. fib Model Code for Concrete Structures 2010. -Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib). Switzerland, 2013
116. Frosch, R. J. A Unified Approach to Shear Design / R. J. Frosch,; Q. Yu, G. Cusatis, Z. P. Bažant // *Concrete International*. – 2017. – Vol. 39, No. 9. – P. 47–52.
117. Guandalini, S. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios / S. Guandalini, O. Burdet, A. Muttoni // *ACI Structural Journal*. – 2009. – Vol. 106, №1. – P. 87–95.

118. Graf O. Versuche uber die Widerstandsfahigkeit von Eisenbetonplatten unter Konzentrierter / Last nahe einem Auflader. Deutscher Ausschus fur Eisenbeton. – Berlin: N 73, 1933 – P.65-77.
119. Hafezolghorani, M. Simplified Damage Plasticity Model for Concrete / M. Hafezolghorani, F. Hejazi et al. // Structural Engineering International. – 2017. – Vol. 27, issue 1. – P. 68–78.
120. Hawkins, N. M. Influence of column rectangularity on the behavior of flat plate structures / N. M. Hawkins, H. B. Falssen, R. C. Hinojosa // ACI Special Publication. – 1971. – Vol. SP-30, №6. – P. 127–146.
121. Heinzmann, D. Punching tests on reinforced concrete slabs with and without shear reinforcement / D. Heinzmann, S. Etter, S. Villiger, T. Jaeger // ACI Structural Journal. – 2012. – Vol. 109, №6. – P. 787–794.
122. Kinnunen, S. Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement / S. Kinnunen, H. Nylander // Transactions of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. – 1960. – №158.
123. Kueres, D. Uniform design method for punching shear in flat slabs and column bases / D. Kueres, C. Siburg, M. Herbrand, M. Classen, J. Hegger // Engineering Structures. – 2017. – Vol. 136. – P. 149-164.
124. Lee, J. A Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures / J. Lee, G. L. Fenves // ASCE Journal of Engineering Mechanics. – 1998. – Vol. 124, №8. – P. 892-900.
125. Leong, K. K. Punching shear strength of slabs with openings and supported on rectangular columns / K. K. Leong, S. Teng // Nanyang Technological University, Singapore. – 2000.
126. Lips, S. Experimental investigation on punching strength and deformation capacity of shear-reinforced slabs / S. Lips, M. Fernandez Ruiz, A. Muttoni // ACI Structural Journal. – 2012. – Vol. 109, №6. – P. 889–900.
127. Lubliner, J. A plastic-damage model for concrete / J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. Oñate // Int. Journal of Solids and Structures. – 1989. – Vol. 25 (3). – P. 299–326.

128. Marzouk, H. Effect of high-strength concrete columns on the behavior of slab-column connections /H. Marzouk, M. Emam, M. Hilal // ACI Structural Journal. – 1996. – Vol. 93, №5. – P. 545–552.
129. Marzouk, H. Effect of high-strength concrete slab on the behavior of slab-column connections /H. Marzouk, M. Emam, M. Hilal // ACI Structural Journal. – 1998. – Vol. 95, №3. – P. 227–237.
130. Moe J. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings Under Concentrated Loads / Portland Cement Association, Apr., 1961 – P. 117-124.
131. Muttoni, A. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement /A. Muttoni // ACI Structural Journal. – 2008. – Vol. 105, №4. – P. 440–450.
132. Muttoni, A. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width /A. Muttoni, M. Fernández Ruiz // ACI Structural Journal. – 2008. – Vol. 105, №2. – P. 163–172.
133. Muttoni, A. The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form design expressions / A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, J. T. Simões // Structural concrete. – 2017. – P. 1-17.
134. Nilsson L. Impact loading on concrete structures / Thesis, Chalmers University of Technology. – Goteborg: 1979 – P.13-17.
135. Richart, F. Reinforced Concrete Wall and Column Footings / Journal ACI, V.45, Oct. and Nov., N2 and 3 – 1948 – P. 33-41.
136. Sarkisov, D.Y. Analysis of changes in the survivability of building structures reinforced after an emergency dynamic impact in the context of assessing the security of buildings in the oil and gas industry / D. Y. Sarkisov, V. V. Krylov, E. T. Ergeshov, J. S. Goussous // International Journal of Advanced and Applied Sciences. – 2021. – Vol. 8, №12. – P. 25-35.
137. Sarkisov, D.Y. Numerical and experimental studies of deflections of conventional and strengthened reinforced concrete bendable elements under short-term dynamic loading / D. Y. Sarkisov, G. I. Odnokopylov, V. V. Krylov, A. O. Annenkov // INCAS Bulletin. – 2021. – Vol. 13, No. Special Issue. – P. 179-192.

138. Talbot, A. N. Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings // University of Illinois Engineering Experiment Station. 1913 Bulletin № 67.

139. Trekin, N. Punching shear strength under static and dynamic loads / N. Trekin, V. Krylov, K. Andrian. // XXVI International Scientific Conference «Construction the Formation of Living Environment». – 2023. – Vol. 410.

140. Yitzhaki, D. Punching shear Strength of Reinforced Concrete Slabs/Proceedings of ACI, Vol 63, May, 1966-P.527-542

141. Whitney, C.S. Ultimate Shear Strength of Reinforced Concrete Flat Slabs / Journal ACI. – 1957. – V.54. №4 – P. 57-63.

## ПРИЛОЖЕНИЕ А

## Патент и справки о внедрении

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

**ПАТЕНТ**

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2726031

**СТЕНД ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
ЭЛЕМЕНТОВ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПРИ  
КРАТКОВРЕМЕННОЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКЕ**

Патентообладатель: *Крылов Владимир Владимирович (RU)*

Авторы: *Однокопылов Георгий Иванович (RU), Саркисов  
Дмитрий Юрьевич (RU), Эргешев Эмирлан Тажобаевич (RU),  
Крылов Владимир Владимирович (RU), Евстафьева  
Елизавета Борисовна (RU)*

Заявка № 2020102934

Приоритет изобретения 24 января 2020 г.

Дата государственной регистрации в

Государственном реестре изобретений

Российской Федерации 08 июля 2020 г.

Срок действия исключительного права  
на изобретение истекает 24 января 2040 г.

Руководитель Федеральной службы  
по интеллектуальной собственности

*Г.П. Ивлиев* Г.П. Ивлиев





Акционерное Общество  
«Проектно-изыскательское научно-исследовательское бюро  
«ГИТЕСТ»  
125212, г. Москва, Ленинградское шоссе д. 43а, Тел./факс: +7 (495) 926-41-55  
Почтовый адрес: 125212, г. Москва, А/я № 37, E-mail: info@gitest.ru, www.gitest.ru.

## Справка

### о внедрении результатов диссертационной работы Крылова В.В. на тему:

*«Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при динамическом нагружении».*

Результаты исследований, изложенные в диссертации Крылова В.В., имеют большое практическое и теоретическое значение. Проведены работы по экспериментально-теоретическому исследованию продавливания, в результате которого представлен анализ напряженно-деформированного состояния конструкции при продавливании как при статическом, так и динамическом нагружении. Сформулированы расчетные предпосылки позволяющие снизить риски разрушения конструкций при воздействии, обеспечить выполнение требований по обеспечению механической безопасности зданий и сооружений. Материалы, полученные в ходе исследований Крылова В.В. учтены при проектировании ряда объектов, выполняемых нашей организацией:

- «Строительство станции приема, хранения и дозирования активированного угля, расположенного в г. Хабаровск»;
- «Строительство сооружений по обработке промывной воды и осадка в г. Ижевск».

Генеральный директор, к.т.н.



В.Н. Аверьянов



Общество с ограниченной ответственностью  
**Научно-производственное объединение**

**«ПроектСпектр»**

(ООО НПО «ПроектСпектр»)

127521 г. Москва, 17-й проезд Марьиной Рощи, д.4, корп. 1, ком. 926

тел. 8-903-149-55-44

[na/norra-proektspekt@gmail.com](mailto:na/norra-proektspekt@gmail.com)

### Справка

#### о внедрении результатов научно-исследовательской работы

Результаты диссертационной работы Крылова В.В. «Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при динамическом нагружении» использованы при проведении научно-технического сопровождения проектирования объектов авиационной и космической инфраструктуры выполняемой нашей организацией по следующим объектам:

- научно-техническому сопровождению проектирования здания Склада аэродромной службы и здания АБК при складе ГСМ по объекту: «Реконструкция аэропортового комплекса «Донское» (г. Тамбов)»

- научно-техническому сопровождению проектирования здания Аэровокзала с пропускной способностью 50 пасс/час и Производственного здания по объекту: «Реконструкция аэропортового комплекса «Бухта Провидения»

- научно-техническому сопровождению проектирования зданий объекта «Реконструкция объектов производства и подготовки компонентов ракетного топлива. Центр ликвидации межконтинентальных баллистических ракет, Нижегородская область»

Использование исследований, проведенных Крыловым В.В., позволило разработать рекомендации по проектированию, расчету конструкции безбалочного перекрытия, повышающих эксплуатационную надежность здания при кратковременных динамических воздействиях.

Отдельно необходимо отметить разработку методики испытания на продавливание, создание уникальной установки для испытания образцов на продавливание при динамическом нагружении, что позволит дальнейшее исследование вопроса продавливания при динамическом нагружении.

Справка выдана для предоставления в диссертационный совет в связи с защитой кандидатской диссертации Крыловым В.В.

Генеральный директор  
 ООО НПО «ПроектСпектр»



Н.В. Бальзамов

19 января 2022г.



**МИНИСТЕРСТВО ОБОРОНЫ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
ВОЕННО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ КОМПЛЕКС**

**АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО  
«31 ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПРОЕКТНЫЙ  
ИНСТИТУТ СПЕЦИАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА»  
(АО «31 ГПИСС»)**

Смоленский бульвар, дом 19, стр.1, г.Москва, 119121  
тел. (499) 241-58-23, факс: (499) 241-26-65  
E-mail: info@31gpiss.ru, www.31gpiss.ru  
ОКПО 07795572, ОГРН 1097746425370,  
ИНН/КПП 7704730704/770401001

«13» 12 202 4 г. № 192/31/8548

Крылову В.В.

albet-group@yandex.ru

#### Справка

о внедрении результатов диссертационной работы  
Крылова В.В. на тему:

*«Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при динамическом нагружении».*

Результаты исследований, изложенные в диссертации Крылова В.В., имеют большое практическое и теоретическое значение.

Проведены работы по экспериментально-теоретическому исследованию продавливания, в результате которого представлен анализ напряженно-деформированного состояния конструкции при продавливании как при статическом, так и динамическом нагружении.

В рамках разработки диссертации автором создана и запатентована установка, позволяющая моделировать кратковременное динамическое нагружение на продавливание. Наличие данной установки открывает широкие возможности для дальнейшего исследования вопросов продавливания при динамическом нагружении образцов.

Сформулированы расчетные предпосылки, позволяющие снизить риски разрушения конструкций при предельных воздействиях, обеспечить выполнение требований по механической безопасности зданий и сооружений при проектировании. В том числе выявлен эффект снижения несущей способности плит на продавливание при динамическом нагружении, требующий учета при проектировании сооружений, воспринимающих динамические нагрузки.

Автором разработана методика расчета на прочность при центральном продавливании плоских железобетонных плит в режимах статического и динамического нагружения, основанная на уравнениях равновесия силового сопротивления в предельной стадии.

Материалы, полученные в ходе исследований Крылова В.В. учтены при проектировании строительных конструкций и расчетах конструктивных систем ряда объектов, выполняемых нашей организацией:

- Сооружения космодрома «Плесецк»: «Насосная станция пожаротушения», «Центральная трансформаторная станция», «Укрытие личного состава»;
- ряд сооружений гражданского назначения.

Главный инженер -  
первый заместитель генерального директора



А.В. Офтин

Заместитель директора «26 ЦНИИ» -  
филиала АО «31 ГПИСС» по НИР

С.Н. Латушкин

Начальник отдела защитных сооружений  
«31 ЦПИ» - филиала АО «31 ГПИСС»

А.А. Москвичев

**Справка  
о внедрении результатов научно-исследовательской работы**

В диссертационной работе *Крылова Владимира Владимировича «Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при динамическом нагружении»* проведены экспериментально-теоретические исследования продавливания при статических и динамических нагружениях образцов, в результате которых получены следующие сведения:

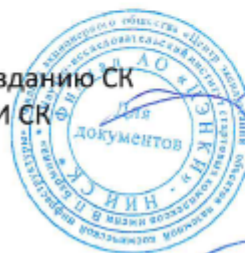
- получены новые экспериментальные данные о напряженно-деформированном состоянии и несущей способности плоских плит;
- выявлен эффект снижения несущей способности плит на продавливание при динамическом нагружении;
- предложена расчетная модель предельного состояния сопряжения колонны с перекрытием при центральном продавливании статической и динамической нагрузкой;
- разработана методика расчета на прочность при центральном продавливании плоских железобетонных перекрытий в режимах статического и динамического нагружения, основанная на уравнениях равновесия силового сопротивления в предельной стадии.

Благодаря проведенному исследованию, появилась возможность безопасного применения плоских плит при действии динамических нагрузений в различных зданиях и сооружениях объектов космической инфраструктуры, что соответствует требованиям стойкости к механическому воздействию на здания и сооружения.

Результаты, полученные в ходе исследований Крылова В.В., учтены при строительстве ряда объектов космической инфраструктуры, в частности Сооружения 2 (Насосная станция пожаротушения), Сооружения 27 (Центральный распределительный пункт), что отражено в рабочей документации ООО «ПСО «Казань» на СК КРК «Ангара» на космодроме «Восточный» (площадка 1А).

Главный конструктор по созданию СК  
филиала АО «ЦЭНКИ» - НИИ СК

Н.А. Абросимов



*В. Бондарь*

*С.И. Зверев*

## ПРИЛОЖЕНИЕ Б

### Пример расчета на продавливание при статическом нагружении экспериментальных образцов по предлагаемой методике для образца $C_{h120}^{b20}$

Исходные данные геометрии образца и данные, полученные по результатам эксперимента:

Образец	$R_b (R_{куб})$ , кг/см <sup>2</sup>	$R_{bt}$ , кг/см <sup>2</sup>	b, см	x, см	h <sub>0</sub> , см	sinθ	$N_{exp}$ , кг
$C_{h120}^{b20}$	153 (204)	17,32	10	4,38	10	0,682	16090

Определение геометрии приведенной призмы продавливания:

Образец	$c_{x_i}$ , см	c, см	$h_{red,i}$ , см	$A_{b,red,i}$ , см <sup>2</sup>	$A_{b,red}$ , см <sup>2</sup>
$C_{h120}^{b20}$	4,7	19,4	6,42	94,39	377,56

Проекция на горизонтальную ось высоты сжатой зоны бетона:

$$c_{xi} = \frac{x_i}{tg\alpha} = \frac{\cos\theta \cdot x_i}{\sin\theta} = \frac{0,731 \cdot 4,38}{0,682} = 4,7 \text{ см,}$$

Размер нижнего основания  $i$ -ой грани приведенной пирамиды продавливания определяется по формуле:

$$c_i = b + 2c_{xi} = 10 + 2 \cdot 4,7 = 19,4 \text{ см.}$$

Высота  $i$ -ой грани боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания определяется по формуле:

$$h_{red,i} = \frac{x_i}{\sin\theta} = \frac{4,38}{0,682} = 6,42 \text{ см.}$$

Площадь грани пирамиды продавливания:

$$A_{b,red,i} = \frac{b + c_i}{2} \cdot h_{red,i} = \frac{10 + 19,4}{2} \cdot 6,42 = 94,39 \text{ см}^2 ,$$

Площадь боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания:

$$A_{b,red} = \sum_{i=1}^n A_{b,red,i} = 4 \cdot A_{b,red,i} = 4 \cdot 94,39 = 377,56 \text{ см}^2 .$$

Образец	$k_1$	$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}$	$K$	$\sigma_b$ , кг/см <sup>2</sup>	$k_{2,exp}$	$\sigma_{sh}$ , кг/см <sup>2</sup>	$\frac{\sigma_b}{R_{куб}}$	$\frac{R_{cp}}{R_{куб}}$	$k_{2,theor}$	$N_{theor}$ , кг
$C_{h120}^{b20}$	0,66	0,45	1,7	100,49	4,378	21,624	0,4926	0,473	4,465	16407

Напряжения в сжатом бетоне определялись по зависимости [8] для статического и динамического режимов нагружения, описывающей диаграмму бетона при сжатии в виде полинома:

$$\sigma_b = R_b \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right) \left[ K \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right) \left(3 - 2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)\right) \right] = 100,49 \text{ кг/см}^2,$$

где  $\varepsilon_R$  – предельные деформации бетона при сжатии;

$K$  – коэффициент, зависящий от класса бетона [8].

Максимальные касательные напряжения будут равны сопротивлению срезу:

$$R_{sh} = \sigma_{sh} = 0,106R_{куб} = 0,106 \cdot 204 = 21,624 \text{ кг/см}^2$$

Усилие, воспринимаемое бетоном по поверхности пирамиды продавливания при симметричном узловом сопряжении:

$$Q_{bi} = k_1 \sigma_{sh} k_2 A_{red,i} \sin \theta.$$

Тогда усилие продавливания будет иметь вид:

$$N_{theor} = 4Q_{bi} = k_1 \sigma_{sh} k_2 A_{b,red} \sin \theta,$$

$k_2$  – коэффициент, учитывающий повышение прочности на срез при наличии бокового обжатия [59].

Получим коэффициент  $k_{2,exp}$  зная усилие продавливания  $N_{exp}$ :

$$k_{2,exp} = \frac{N_{exp}}{k_1 \sigma_{sh} A_{red} \sin \theta} = \frac{16090}{0,66 * 21,624 * 377,56 * 0,682} = 4,378$$

Воспользовавшись рисунком 4.2, получим отношение  $R_{cp}/R_{куб}$  от  $\sigma/R_{куб}$ . Для соотношения  $\sigma/R_{куб} = 0,4926$  принимаем  $R_{cp}/R_{куб} = 0,473$ . Следовательно, коэффициент  $k_{2,theor} = 0,473 \cdot R_{куб} / R_{sh} = 4,465$ .

$$N_{theor} = 0,66 \cdot 21,624 \cdot 4,465 \cdot 377,56 \cdot 0,682 = 16407 \text{ кг}$$

**Пример расчета на продавливание при динамическом нагружении  
экспериментальных образцов по предлагаемой методике для образца  $D_{h100}^{b20} - 1$**

Исходные данные геометрии образца и данные, полученные по результатам эксперимента:

Образец	$R_b$ ( $R_{куб}$ ), кг/см <sup>2</sup>	$R_{bt}$ , кг/см <sup>2</sup>	b, см	x, см	h <sub>0</sub> , см	sinθ	$N_{exp}$ , кг
$D_{h100}^{b20} - 1$	170,17 (226,89)	18,6	10	3,02	8	0,755	10220

Определение геометрии приведенной призмы продавливания:

Образец	$c_{xi}$ , см	$c_i$ , см	$h_{red,i}$ , см	$A_{b,red,i}$ , см <sup>2</sup>	$A_{b,red}$ , см <sup>2</sup>
$D_{h100}^{b20} - 1$	2,625	15,25	4,00	50,52	202,08

Проекция на горизонтальную ось высоты сжатой зоны бетона:

$$c_{xi} = \frac{x_i}{tg\theta} = \frac{\cos\theta \cdot x_i}{\sin\theta} = \frac{0,656 \cdot 3,02}{0,755} = 2,625 \text{ см.}$$

Размер нижнего основания  $i$ -ой грани приведенной пирамиды продавливания определяется по формуле:

$$c_i = b + 2c_{xi} = 10 + 2 \cdot 2,625 = 15,25 \text{ см.}$$

Высота  $i$ -ой грани боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания определяется по формуле:

$$h_{red,i} = \frac{x_i}{\sin\theta} = \frac{3,02}{0,755} = 4,00 \text{ см.}$$

Площадь грани пирамиды продавливания:

$$A_{b,red,i} = \frac{b + c_i}{2} \cdot h_{red,i} = \frac{10 + 15,25}{2} \cdot 4,00 = 50,52 \text{ см}^2$$

Площадь боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания:

$$A_{b,red} = \sum_{i=1}^n A_{b,red,i} = 4 \cdot A_{b,red,i} = 4 \cdot 50,52 = 202,08 \text{ см}^2 .$$

Вычисление несущей способности на продавливание:

Образец	$k_1$	$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}$	$K$	$\sigma_b$ , кг/см <sup>2</sup>	$k_{2,exp}$	$\sigma_{sh}$ , кг/см <sup>2</sup>	$\frac{\sigma_b}{R_{куб}}$	$\frac{R_{ср}}{R_{куб}}$	$k_{2,theor}$	$N_{theor}$ , кг
$D_{h100}^{b20} - 1$	0,66	0,24	1,7	64,703	4,222	24,05	0,285	0,455	4,292	10390

Напряжения в сжатом бетоне определялись по зависимости [8] для статического и динамического режимов нагружения, описывающей диаграмму бетона при сжатии в виде полинома:

$$\sigma_b = R_b \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right) \left[ K \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right) \left(3 - 2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)\right) \right] = 64,703 \text{ кг/см}^2,$$

где  $\varepsilon_R$  – предельные деформации бетона при сжатии;

$K$  – коэффициент, зависящий от класса бетона [8].

Максимальные касательные напряжения будут равны сопротивлению срезу:

$$R_{sh} = \sigma_{sh} = 0,106R_{куб} = 0,106 \cdot 226,89 = 24,05 \text{ кг/см}^2$$

Усилие, воспринимаемое бетоном по поверхности пирамиды продавливания при симметричном узловом сопряжении:

$$Q_{bi} = k_1 \sigma_{sh} k_2 A_{red,i} \sin \theta.$$

Тогда усилие продавливания будет иметь вид:

$$N_{theor} = 4Q_{bi} = k_1 \sigma_{sh} k_2 A_{b,red} \sin \theta,$$

где  $k_2$  – коэффициент, учитывающий повышение прочности на срез при наличии бокового обжатия [59].

Получим коэффициент  $k_{2,exp}$  зная усилие продавливания  $N_{exp}$ :

$$k_{2,exp} = \frac{N_{exp}}{k_1 \sigma_{sh} A_{red} \sin \theta} = \frac{10220}{0,66 \cdot 24,05 \cdot 202,08 \cdot 0,755} = 4,222$$

Воспользовавшись рисунком 4.2, получим отношение  $R_{ср}/R_{куб}$  от  $\sigma/R_{куб}$ . Для соотношения  $\sigma/R_{куб} = 0,285$  принимаем  $R_{ср}/R_{куб} = 0,455$ . Следовательно, коэффициент  $k_{2,theor} = 0,455 \cdot R_{куб} / R_{sh} = 4,292$ .

$$N_{theor} = 0,66 \cdot 24,05 \cdot 4,292 \cdot 202,08 \cdot 0,755 = 10390 \text{ кг}$$

**Пример расчета на продавливание по предлагаемой методике  
экспериментального образца Клованича С.Ф. и Шеховцова В.И. [42]**

Исходные данные геометрии образца и данные, полученные по результатам эксперимента:

Автор	$R_b (R_{куб}),$ кг/см <sup>2</sup>	$R_{bt},$ кг/см <sup>2</sup>	b, см	x, см	h <sub>0</sub> , см	sinθ	$\sigma_b,$ кг/см <sup>2</sup>	$N_{exp},$ кг
Клованич С.Ф.	216 (245)	19,56	30	7,43	17	0,602	56,84	77600

Определение геометрии приведенной призмы продавливания:

Автор	$c_{x.},$ см	c, см	$h_{red,i}$ . см	$A_{b,red,i},$ см <sup>2</sup>	$A_{b,red},$ см <sup>2</sup>
Клованич С.Ф.	9,86	49,72	12,35	492,6	1970,4

Проекция на горизонтальную ось высоты сжатой зоны бетона:

$$c_{xi} = \frac{x_i}{tg\theta} = \frac{\cos\theta \cdot x_i}{\sin\theta} = \frac{0,798 \cdot 7,43}{0,602} = 9,86 \text{ см.}$$

Размер нижнего основания  $i$ -ой грани приведенной пирамиды продавливания определяется по формуле:

$$c_i = b + 2c_{xi} = 30 + 2 \cdot 9,86 = 49,72 \text{ см.}$$

Высота  $i$ -ой грани боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания определяется по формуле:

$$h_{red,i} = \frac{x_i}{\sin\theta} = \frac{7,43}{0,602} = 12,35 \text{ см.}$$

Площадь грани пирамиды продавливания:

$$A_{b,red,i} = \frac{b + c_i}{2} \cdot h_{red,i} = \frac{30 + 49,72}{2} \cdot 12,35 = 492,6 \text{ см}^2$$

Площадь боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания:

$$A_{b,red} = \sum_{i=1}^n A_{b,red,i} = 4 \cdot A_{b,red,i} = 4 \cdot 492,6 = 1970,4 \text{ см}^2 .$$

Вычисление несущей способности на продавливание:

Автор	$k_1$	$k_{2,exp}$	$\sigma_{sh}$ , кг/см <sup>2</sup>	$\frac{\sigma_b}{R_{куб}}$	$\frac{R_{cp}}{R_{куб}}$	$k_{2,theor}$	$N_{theor}$ , кг
Клованич С.Ф.	0,66	3,82	25,97	0,232	0,418	3,95	80250

Максимальные касательные напряжения будут равны сопротивлению срезу:

$$R_{sh} = \sigma_{sh} = 0,106R_{куб} = 25,97 \text{ кг/см}^2$$

Усилие, воспринимаемое бетоном по поверхности пирамиды продавливания при симметричном узловом сопряжении:

$$Q_{bi} = k_1 \sigma_{sh} k_2 A_{red,i} \sin \theta.$$

Тогда усилие продавливания будет иметь вид:

$$N_{theor} = 4Q_{bi} = k_1 \sigma_{sh} k_2 A_{b,red} \sin \theta,$$

где  $k_2$  – коэффициент, учитывающий повышение прочности на срез при наличии бокового обжатия [59].

Получим коэффициент  $k_{2,exp}$  зная усилие продавливания  $N_{exp}$ :

$$k_{2,exp} = \frac{N_{exp}}{k_1 \sigma_{sh} A_{red} \sin \theta} = \frac{77600}{0,66 * 25,97 * 1970,4 * 0,602} = 3,82$$

Воспользовавшись рисунком 4.2, получим отношение  $R_{cp}/R_{куб}$  от  $\sigma/R_{куб}$ . Для соотношения  $\sigma/R_{куб} = 0,232$  принимаем  $R_{cp}/R_{куб} = 0,418$ . Следовательно, коэффициент  $k_{2,theor} = 0,418 \cdot R_{куб} / R_{sh} = 3,95$ .

$$N_{theor} = 0,66 \cdot 25,97 \cdot 3,95 \cdot 1970,4 \cdot 0,602 = 80250 \text{ кг}$$