

На правах рукописи



**Крылов Владимир Владимирович**

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

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

**АВТОРЕФЕРАТ**

диссертации на соискание ученой степени кандидата  
технических наук

Москва – 2026 г.

Работа выполнена в Федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»

Научный  
руководитель:

**Трекин Николай Николаевич,**  
доктор технических наук, профессор

Официальные  
оппоненты:

**Галяутдинов Заур Рашидович,**  
доктор технических наук, доцент,  
заведующий кафедрой «Железобетонные и  
каменные конструкции» Федерального  
государственного бюджетного образовательного  
учреждения высшего образования «Томский  
архитектурно-строительный университет»

**Зенин Сергей Алексеевич,**  
кандидат технических наук, заведующий  
лабораторией теории железобетона и  
конструктивных систем  
НИИЖБ им. А.А. Гвоздева,  
АО «НИЦ «Строительство»

Ведущая  
организация:

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего  
образования «Казанский государственный  
архитектурно-строительный университет»

Защита состоится «04» июня 2026 г. в 14:00 часов на заседании диссертационного совета 75.1.078.01 на базе Акционерного общества «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений – ЦНИИПромзданий» по адресу: 127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, дом 46, корп.2, ауд. 21.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке и на сайте АО «ЦНИИПромзданий» <https://cniipz.ru>

Автореферат разослан « \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

Ученый секретарь  
диссертационного совета

Терехов Иван Александрович

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

**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 методики зарубежных стран по определению несущей способности монолитных железобетонных плит на продавливание не учитывают полностью все факторы конструктивных решений и условий эксплуатации. Принятые эмпирические предпосылки расчета, основанные на многочисленных экспериментальных данных, 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 в рациональном решении 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., Иванова А., Коровина Н.Н., Петрова А.Н., Ермуханова К.Е., Мухамедиева Т.А., Кабанцева О.В., Качановского С.Г., Шеховцова И.В., Карпенко Н.И., Трекина Н.Н., Филатова В.Б., Травуша В.И., 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 теории железобетона; удовлетворительной сходимости полученных экспериментальных данных 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.

**Публикации.** По теме диссертации опубликовано 13 работ, в том числе 6 статей в изданиях, входящих в Перечень рецензируемых научных изданий, 3

работы в зарубежных изданиях, индексируемых в международной реферативной базе Scopus, 1 патент на изобретение (№2726031).

### **Структура и объем диссертации**

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

### **ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ**

**Во введении** обосновывается актуальность темы исследования, сформулированы цель и задачи диссертационной работы. Представлена научная новизна и практическая значимость полученных результатов. Приведены сведения об апробации полученных результатов, структуре и объеме диссертационной работы.

**В первой главе** представлен обзор теоретических и экспериментальных исследований отечественных и зарубежных авторов, приведены существующие методики расчета на центральное продавливание плит перекрытия по СП 63.13330.2018, Eurocode 2, Model Code 2010, ACI 318-14, DIN-1045, BAEL-91.

Среди наиболее значимых исследований следует отметить работы Гвоздева А.А., Залесова А.С., Иванова А., 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. Большое количество исследований было проведено и зарубежными авторами, среди них: *Elsner R.C., Hognestad E., Forsell C., Nilsson L., Graf O., Kinnunen, Nylander, Talbot A.N., Richart F., Yitzhaki, A.Muttoni* и др.

Результаты исследований вышеуказанных авторов дали возможность оценить влияние 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 пирамиды продавливания, параметры трещинообразования и т.д. Работы большей части авторов, занятых вопросом продавливания, были направлены в основном на вывод полуэмпирических расчетных зависимостей для вычисления усилий продавливания.

В результате обзора технической и нормативной документации установлено, что имеющиеся в настоящее время методики расчета железобетонных плит при разрушении по схеме продавливания основаны на методе предельного равновесия и опираются на гипотезу о существовании заранее заданной поверхности разрушения. Однако реальная форма, а также расположение поверхностей разрушения, зачастую имеют значительные отличия от прогнозируемых.

На сегодняшний день отсутствуют работы по исследованию плоских плит на продавливание при интенсивном динамическом нагружении, следовательно, нет расчетных методик, позволяющих определять величину несущей способности плиты под действием кратковременного динамического нагружения.

**Во второй главе** приводятся цели и задачи экспериментального исследования, программа исследования, методика испытания, используемое оборудование и результаты эксперимента.

Программа исследования включает испытание шестнадцати железобетонных образцов, двенадцать из которых испытывались на кратковременную динамическую нагрузку и четыре - при статическом нагружении. При экспериментальных исследованиях варьировались следующие параметры: класс бетона (В15 и В20) и толщина плитной части образца (100 мм и 120 мм).

Образцы моделировали узел опирания плиты на колонну в безбалочном безкапитальном перекрытии. Опалубочные чертежи образцов и их общий вид приведены на рисунке 1(а). Плитная часть была армирована по верху и по низу арматурными сварными сетками из стержней диаметром 8 мм класса А500 в обоих направлениях, установленных с шагом 100 мм. Колонная часть образца армирована пространственным сварным каркасом, состоящим из четырех вертикальных стержней диаметром 8 мм класса А500 длиной 240 мм, объединенных хомутами из арматуры диаметром 6 мм класса А240 с шагом 50 мм. Схема армирования экспериментальных образцов и общий вид каркасов представлены на рисунке 1(б).

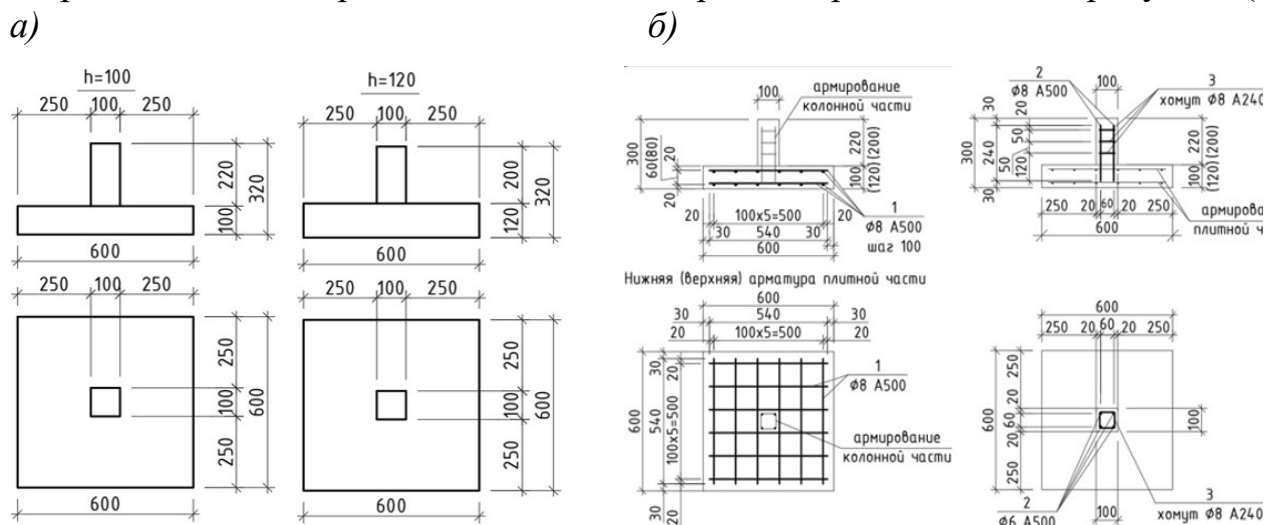
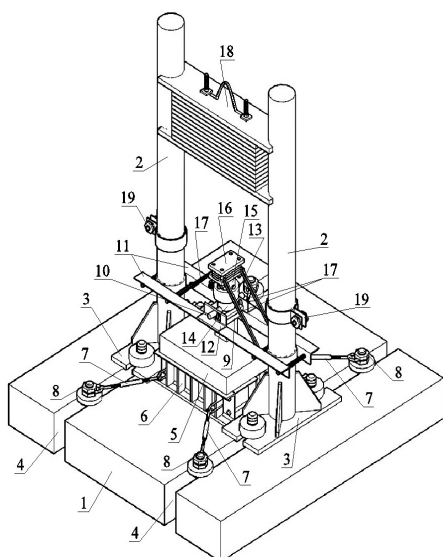


Рисунок 1 – Экспериментальные образцы: а - опалубочные чертежи, б - схема армирования

Для проведения испытаний железобетонных элементов на продавливание при кратковременном динамическом нагружении была использована копровая установка (рисунок 2), закрепленная на силовом полу. 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.

Испытания на статическую нагрузку проводили на стенде, представленном на рисунке 3, с аналогичным комплексом датчиков и регистрирующего оборудования. Нагрузка создавалась гидравлическим домкратом и прикладывалась ступенями по 6,16 кН, что составляло не более 1/15 части от теоретической разрушающей.

а)



б)

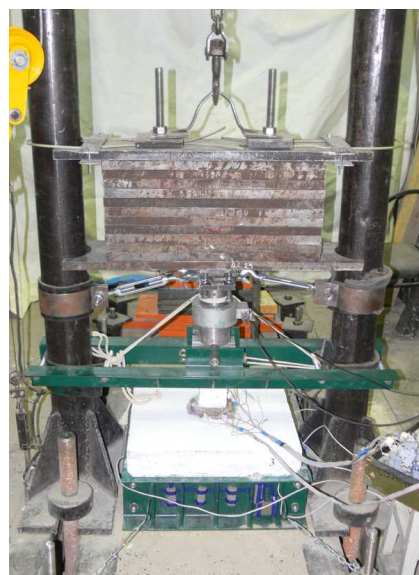
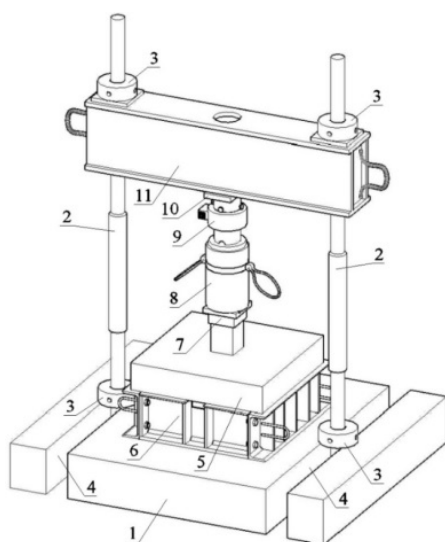


Рисунок 2 – Стенд для проведения испытаний железобетонных элементов при работе на продавливание при кратковременном динамическом нагружении: а – трехмерная модель; б – реализация. 1 – силовой пол; 2 – вертикальные тяжи; 3 – опорные основания; 4 – ручья; 5 – экспериментальный образец; 6 – опорный элемент; 7 – крепление; 8 – тяжи с гайками; 9 – оголовок колонны; 10 – ограничитель перемещений; 11 – металлическая рама; 12 – уголки; 13 – силоизмеритель; 14 – нижний оголовок; 15 – верхний оголовок; 16 – демпфер; 17 – страховочные канаты; 18 – груз; 19 – ограничители падения

а)



б)



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

Характер изменения динамической нагрузки на экспериментальные образцы показан на рисунке 4.

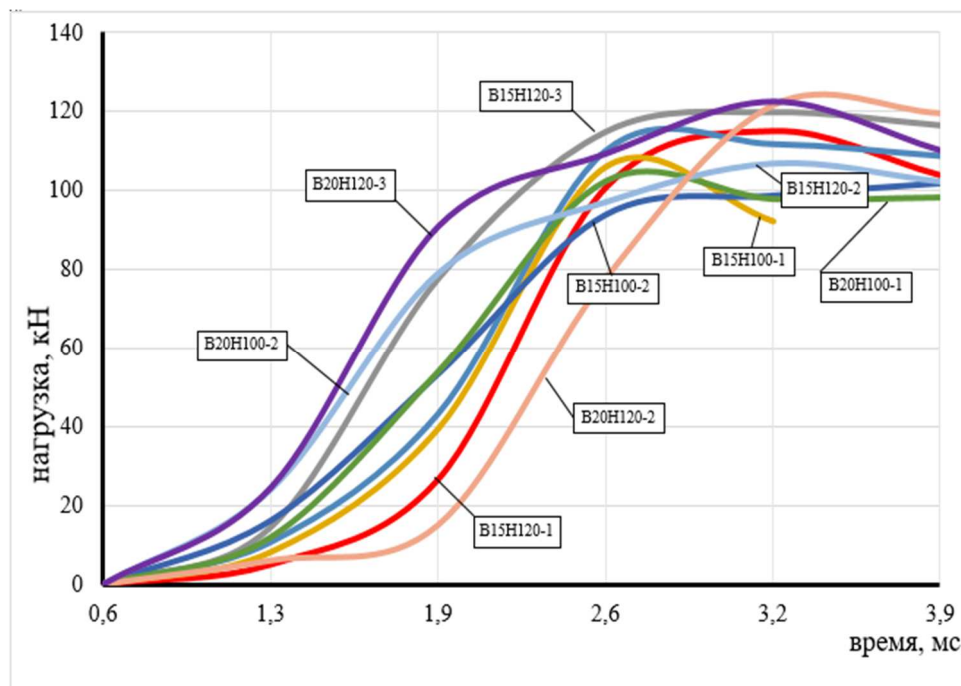


Рисунок 4 – Графики изменения динамической нагрузки во времени для указанных образцов

В таблице 1 представлены значения максимальных нагрузок, приложенных к фрагментам сопряжения колонны с перекрытием при статическом и динамическом нагружениях.

Таблица 1 – 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	$D_{h100-1}^{b15}$	$D_{h120-1}^{b15}$	$D_{h100-1}^{b20}$	$D_{h120-1}^{b20}$
Максимальное значение нагрузки, кН	105,9	115,2	102,2	128,4
Марка образца	$D_{h100-2}^{b15}$	$D_{h120-2}^{b15}$	$D_{h100-2}^{b20}$	$D_{h120-2}^{b20}$
Максимальное значение нагрузки, кН	102,4	111,8	106,8	121,6
Марка образца	$D_{h100-3}^{b15}$	$D_{h120-3}^{b15}$	$D_{h100-3}^{b20}$	$D_{h120-3}^{b20}$
Максимальное значение нагрузки, кН	101,4	119,7	103,0	122,7

По полученным в ходе эксперимента значениям деформаций бетона и арматуры, были построены соответствующие графики зависимости деформаций от прикладываемой нагрузки для образцов, испытанных на статическую и динамическую нагрузку (рисунок 5).

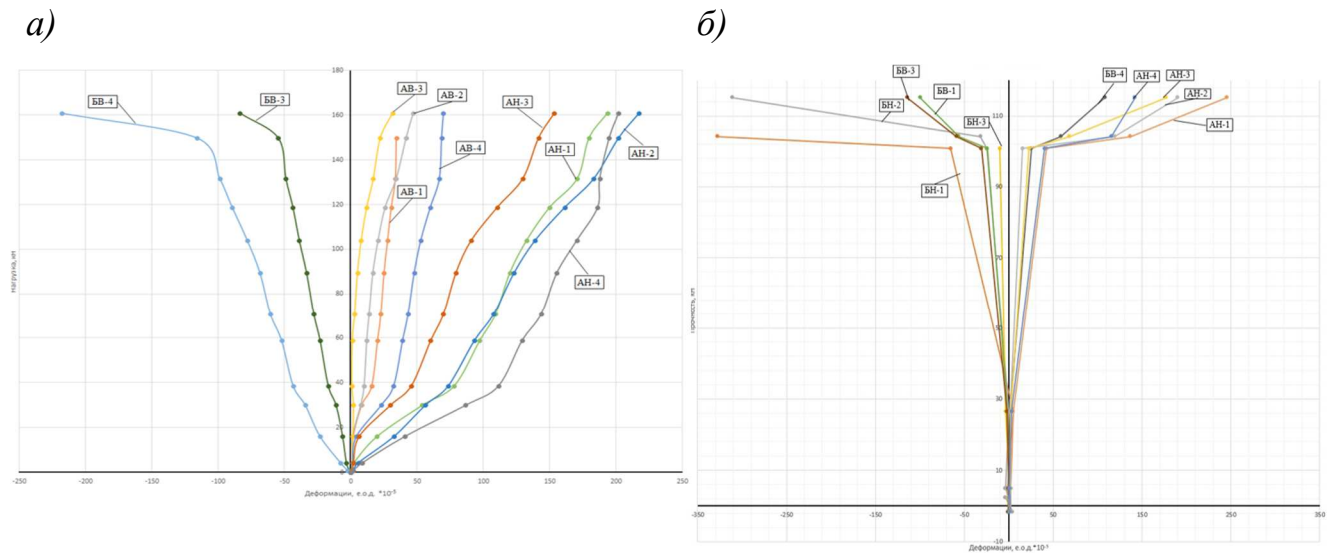


Рисунок 5 – График зависимости развития деформаций от прикладываемой нагрузки: а) для образца  $C_{h120}^{b20} - 1$ ; б) для образца  $D_{h120}^{b15} - 1$

Полученные диаграммы деформирования бетона и арматуры показывают одновременный рост деформаций растяжения в арматуре по нижней грани и сжатия в верхней арматуре и в бетоне по верхней грани плиты. Полученные данные свидетельствуют, что при симметричном статическом нагружении в сечениях плиты в пределах граней колонны образуется сжатая и растянутая зоны. При этом деформации растяжения существенно превышают деформации сжатия.

В верхней зоне, в месте сопряжения колонны с плитной частью, у всех образцов зафиксировано смещение колонной части внутрь плитной в пределах от 5 до 25 мм. При этом на верхней поверхности плитной части образцов трещины практически не образовывались, бетон разрушался только по периметру колонной части.

На боковых гранях образцов были зафиксированы в основном нормальные трещины, которые являлись продолжением трещин, образовавшихся на нижней поверхности. В среднем больше трещин на боковых гранях было зафиксировано у образцов толщиной 100 мм. Также на боковых гранях образовывались горизонтальные трещины, а у нескольких образцов сколы бетона.

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

Картины трещинообразования и схемы разрушения фрагментов узловых сопряжений колонн с монолитным перекрытием при статическом и динамическом нагружении идентичны и позволяют оценить геометрические параметры пирамиды продавливания.

Также во второй главе представлен анализ полученных результатов экспериментальных исследований.

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

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

- средние значения максимальных деформаций для растянутого бетона составили  $61 \cdot 10^{-5}$ . Датчики продолжали работать после образования первых трещин;

- средние значения максимальных деформаций для сжатой арматуры составили  $30 \cdot 10^{-5}$ ;

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

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

- для сжатого бетона максимальные деформации составили от  $186 \cdot 10^{-5}$  до  $327 \cdot 10^{-5}$ . Средние значения деформаций сжатого бетона составили  $265,9 \cdot 10^{-5}$ ;

- для растянутого бетона максимальные значения деформаций по показаниям датчиков составляли  $15 \dots 20 \cdot 10^{-5}$ ;

- арматура нижней сетки при испытаниях оказалась растянутой, максимальные зафиксированные значения деформаций составили  $275 \cdot 10^{-5}$ .

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

Напряжения в арматуре определялись как для упруго-деформируемого материала  $\sigma_{st} = \varepsilon_{st} \cdot E_s$ . Напряжения в сжатом бетоне для статического и динамического режимов нагружения определялись по следующей зависимости:

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

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

$K$  - коэффициент, зависящий от класса бетона.

На рисунках 6 и 7 соответственно, представлены графики зависимости напряжений в растянутой арматуре и сжатом бетоне от внешней нагрузки для образца, испытанных на статическую и динамическую нагрузку.

По полученным напряжениям были определены величины изгибающих моментов в сечениях по граням колонны (рисунок 8). При этом в расчет принимали площадь арматуры, ограниченной нижним основанием грани пирамиды продавливания. Площадь бетона определена по верхней части грани той же пирамиды.

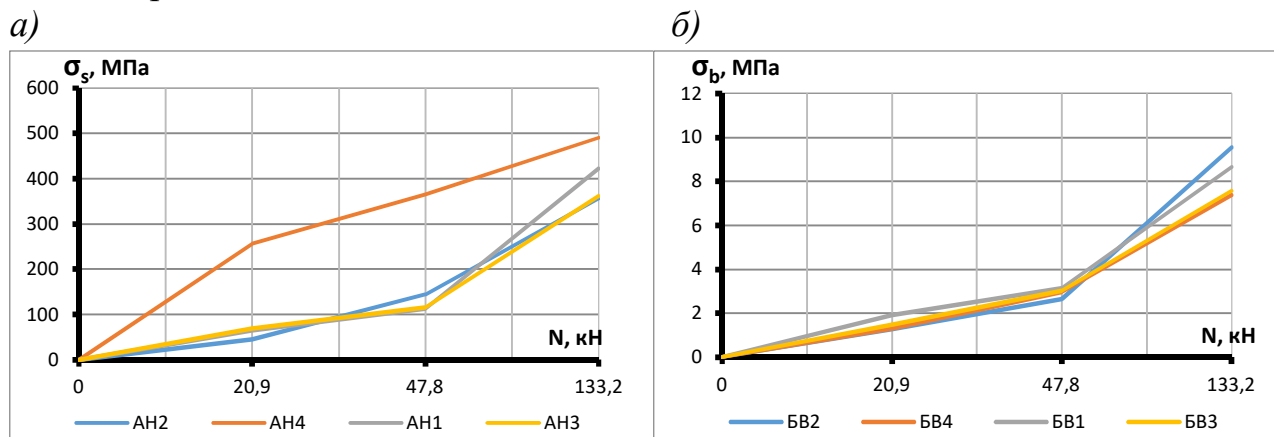


Рисунок 6 – Графики зависимости напряжений для образца  $C_{h100}^{B20} - 1$  от внешней нагрузки  $N$ : а) арматуры нижней (растянутой) зоны  $\sigma_s$ ; б) бетона верхней (сжатой) зоны

Из представленных графиков видно, что при статическом нагружении увеличение напряжений в бетоне и арматуре, а также увеличение внутреннего момента сечения происходит пропорционально внешней нагрузке.

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 продольного армирования разрушение образца при образовании трещин в растянутой зоне не происходит, а образуется пара сил, формирующая сжатую зону бетона в пределах вершины пирамиды продавливания и растянутую из нижней арматуры;

- сопротивление вертикальной нагрузке оказывает сжатая зона бетона, сформированная поверхностью приведенной пирамиды продавливания, при этом сопротивление срезу существенно повышается за счет бокового обжатия;

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

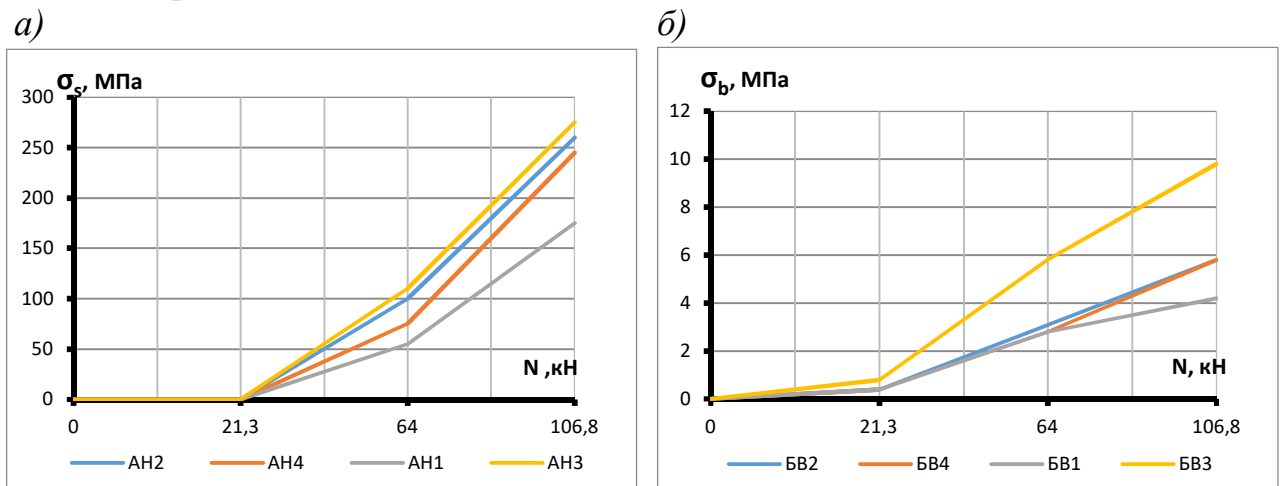


Рисунок 7 – Графики зависимости напряжений для образца  $D_{h100}^{B20} - 2$  от внешней нагрузки  $N$ : а) арматуры нижней (растянутой) зоны  $\sigma_s$ ; б) бетона верхней (сжатой) зоны  $\sigma_b$

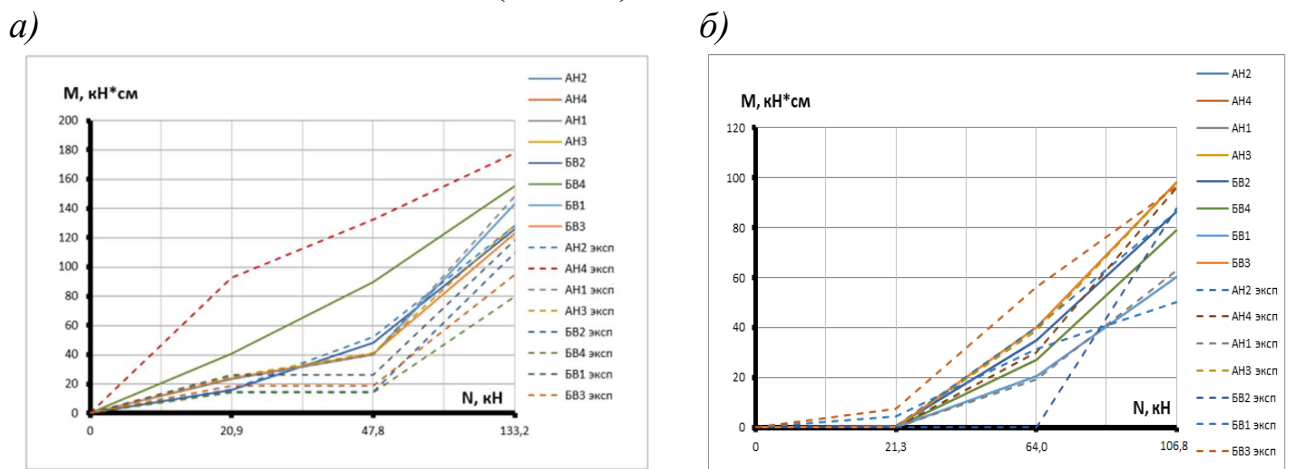


Рисунок 8 – График зависимости внутреннего момента  $M$  от внешней нагрузки  $N$ : а) для образца  $C_{h100}^{B20} - 1$ ; б) для образца  $D_{h100}^{B20} - 2$

Исходя из полученных схем трещинообразования образцов, были выделены зоны образования пирамиды продавливания и определены их размеры. Результаты проведенного анализа сведены в таблицах 2 и 3.

Таблица 2 – Результаты анализа испытанных образцов при статическом и динамическом нагружении

Наименование параметров	Маркировка образца $C_{h120}^{B20}$	Пирамида продавливания
Зона и размеры пирамиды продавливания, мм		
Наименование параметров	Маркировка образца $D_{h120}^{B20}$	Пирамида продавливания
Зона и размеры пирамиды продавливания, мм		

Таблица 3 – Результаты определения углов наклона пирамид продавливания

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

Максимальные значения нагрузки для проведенных испытаний составили: при кратковременном динамическом воздействии - от 101,043 кН до 128,413 кН; при статическом воздействии - от 104,967 кН до 160,927 кН.

Установлено, что угол наклона пирамиды продавливания при центральном приложении нагрузки при динамическом нагружении составил 50-52°, при статическом нагружении - 39-45°. Схема разрушения при высокоскоростном нагружении по характеру аналогична разрушению при статическом нагружении. Снижение несущей способности перекрытия на продавливание при времени нагружения от нуля до разрушения 3,22 мс, по сравнению со статическим приложением нагрузки, в основном за счет уменьшенной боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания.

В предельной стадии при разрушении по схеме продавливания напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне в пределах, очерченной гранью пирамиды, 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 призмочной прочности.

**В третьей главе** представлены результаты численного моделирования сопротивления монолитных железобетонных плит при продавливании. В разделе приводится информация о программном обеспечении, характеристиках конечно-элементной модели в программной системе ATENA, расчетная схема и результаты расчета.

Нагрузка на модель плиты передавалась через колонну и моделировалась по всей площади колонны. 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. Продольное армирование растянутой и сжатой зон плиты моделировалось стержневыми конечными элементами. Сцепление арматуры и бетона принято абсолютно жестким.

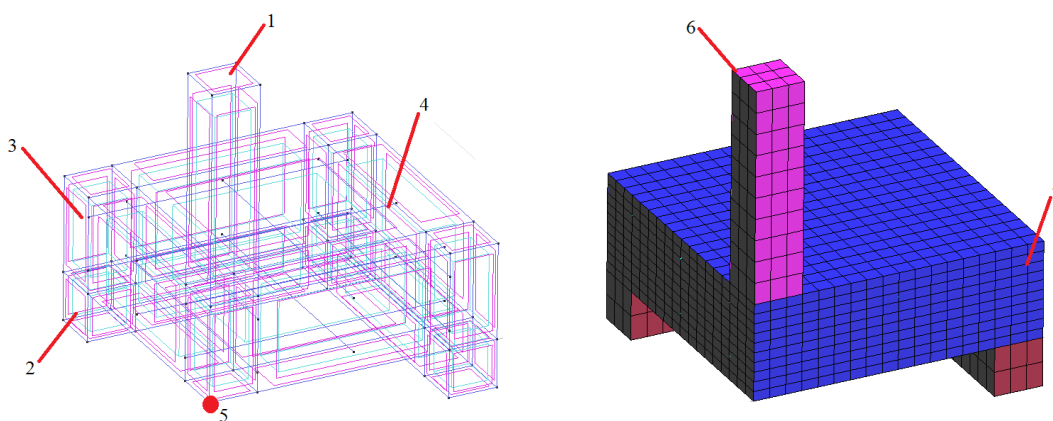


Рисунок 9 – 3D (слева) и КЭ (справа) модели для численных исследований с использованием ПК ATENA: 1 – колонна; 2 – опорная конструкция; 3 – плита перекрытия; 4 – арматурные стержни; 5 – точка мониторинга перемещений вдоль вертикальной оси; 6 – место приложения нагрузки; 7 – закрепление образца от смещения из плоскости симметрии

При статическом нагружении до уровня 20 % от теоретической разрушающей нагрузки происходит начало формирования пирамиды продавливания и концентрация сжимающих напряжений на верхней поверхности образца. Нижняя поверхность плиты испытывает растяжение, верхняя поверхность образца находится в сжатом состоянии. Происходит появление нормальных трещин в растянутой нижней поверхности плиты.

В предельной стадии напряжения в бетоне сжатой зоны достигают величин  $0,65R_b$ . Напряжения в арматуре достигают  $(0,7-0,8)R_s$ . Происходит разрушение по сформированной поверхности продавливания в виде усеченной пирамиды.

В таблице 4 представлены результаты расчета по несущей способности опытных образцов и данные эксперимента.

При динамическом нагружении в стадии разрушения наблюдается также 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.

Таблица 4 – Результаты расчета по несущей способности 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

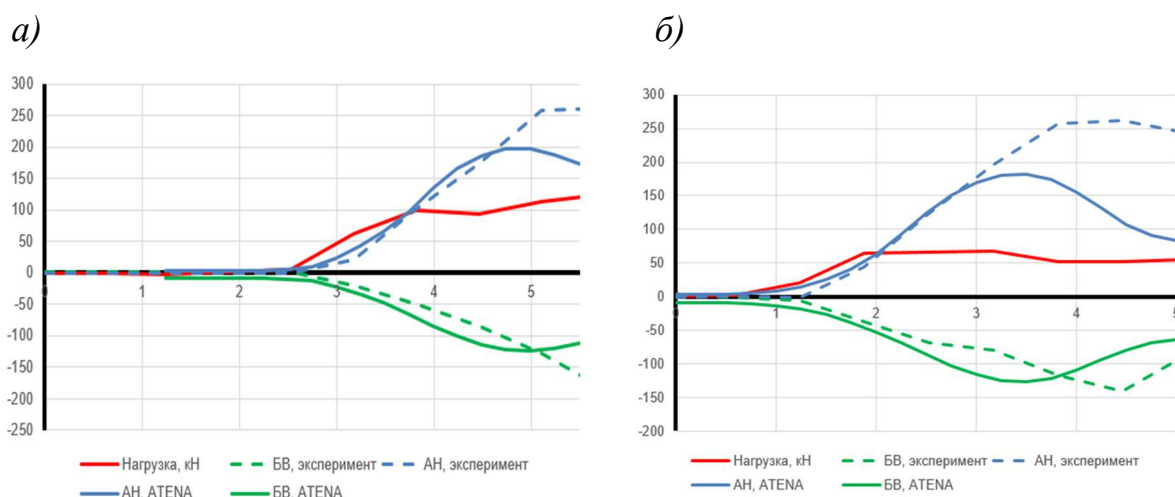


Рисунок 10 – Сравнение деформаций (множитель  $10^{-5}$ ) в нижней арматуре и на верхней грани бетона по эксперименту и ATENA (осредненные значения): а) для образца  $D_{h120}^{b20}$ ; б) для образца  $D_{h100}^{b20}$

На рисунке 10 показаны теоретические и опытные графики развития деформаций в нижней и верхней арматуре для образцов указанных типов. Из графиков видно, что максимальные теоретические напряжения растяжения не превышали 200 МПа. Таким образом, в предельном состоянии при продавливании растянутая арматура плиты в сечении, ограниченном контуром пирамиды продавливания, не достигала 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.

Полученные схемы трещинообразования на моделях для предельной стадии (рисунок 11) близки по характеру к опытным схемам разрушения.

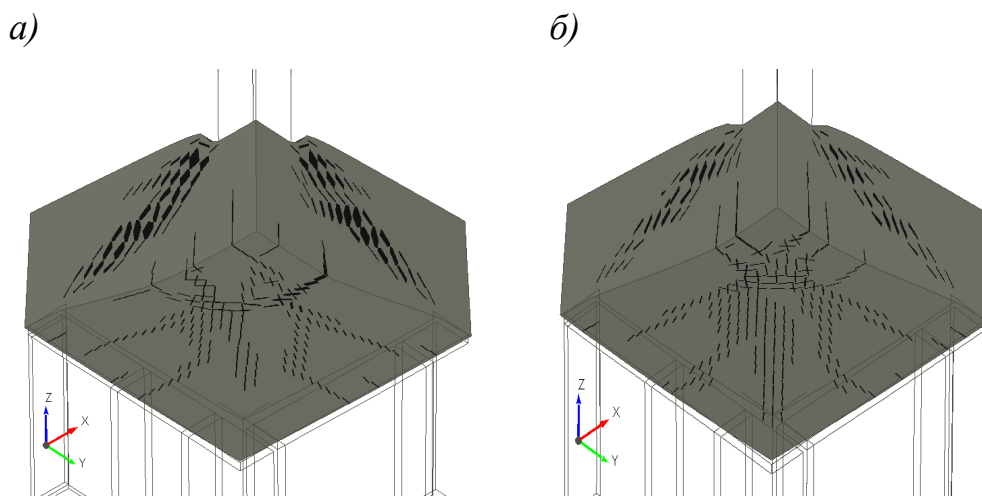


Рисунок 11 – Схема расположения трещин на гранях в стадии разрушения:  
а) для образца  $D_{h120}^{b15}$ ; б) для образца  $D_{h100}^{b15}$

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

**В четвертой главе** сформулированы предложения по совершенствованию расчетной методики на продавливание. Методики в действующих нормативных документах по оценке прочности на продавливание основываются в основном на эмпирических зависимостях, полученных на основе многочисленных экспериментальных исследований. Следует отметить, что они дают надежные результаты при соблюдении определенных конструктивных требований ( типовые сечения колонн).

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. При таком напряженно-деформированном состоянии в

расчетной схеме при оценке прочности на продавливание следует исключить растянутую часть боковой поверхности «приведенной» пирамиды, ограниченной нейтральной осью по всем граням.

Для описания напряженно-деформированного состояния сопряжения колонны с монолитным перекрытием были приняты следующие предпосылки:

- разрушение сопряжения происходит от продавливания по поверхности усеченной пирамиды;

- по граням пирамиды продавливания действуют перерезывающие силы и изгибающие моменты, воспринимаемые сжатым бетоном в усеченной части пирамиды и растянутой арматурой перекрытия в пределах контура основания пирамиды;

- прочность продавливанию в предельной стадии обеспечивается сопротивлением срезу бетона сжатой части пирамиды;

- сопротивление срезу возрастает с учетом бокового обжатия.

Сумма проекций всех сил на вертикальную ось или несущая способность сопряжения при продавливании, определяется как:

$$N = Q_{bx1} + Q_{bx2} + Q_{by1} + Q_{by2}, \quad (2)$$

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

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

$$Q_{bi} = k_1 \sigma_{sh} k_2 A_{redi} \sin \theta, \quad (3)$$

где  $\sigma_{sh}$  – максимальные касательные напряжения по поверхности пирамиды продавливания, определяется по формуле (5);

$k_1$  – 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;

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

При центральном нагружении усилие продавливания будет иметь вид:

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

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

$$R_{sh} = \sigma_{sh} = 0,106 R_{куб}, \quad (5)$$

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

В соответствии с принятыми предпосылками, определены геометрические параметры «приведенной» пирамиды продавливания, образованной по поверхности пирамиды продавливания в границах высоты сжатой зоны (рисунок 12).

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

$$c_i = b + 2x_i \cos \theta / \sin \theta, \quad (6)$$

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

$\theta$  – угол продавливания.

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

$$h_{red,i} = x_i / \sin\theta. \quad (7)$$

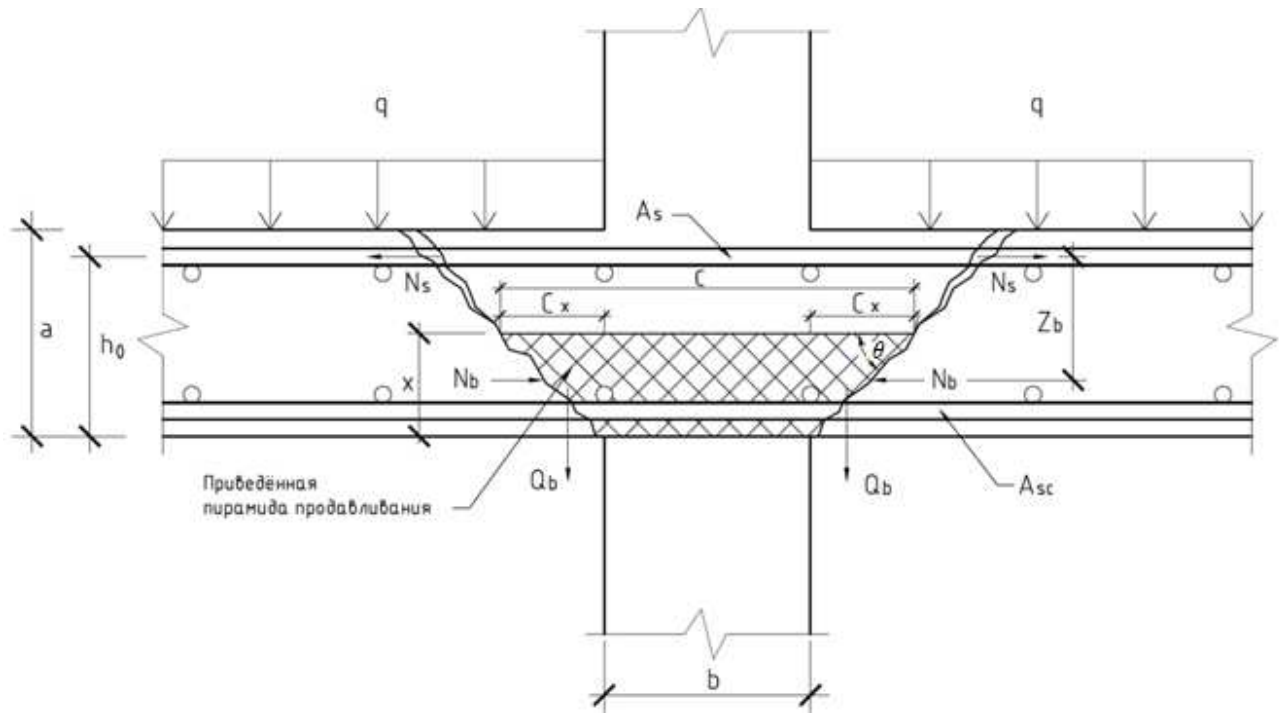


Рисунок 12 – Расчетная схема к определению несущей способности узла сопряжения колонны с перекрытием при продавливании

Площадь грани пирамиды продавливания:

$$A_{b,red,i} = \frac{b + c_i}{2} \cdot h_{red,i} = \frac{1}{2} \left( 2b + 2x_i \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \right) \frac{x_i}{\sin\theta} = \left( b + \frac{x_i \cos\theta}{\sin\theta} \right) \frac{x_i}{\sin\theta}, \quad (8)$$

где  $b$  – ширина колонны.

Площадь боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания:

$$A_{b,red} = \sum_{i=1}^n A_{b,red,i} = \left( b + \frac{x_1 \cos\theta}{\sin\theta} \right) \frac{x_1}{\sin\theta} + \dots + \left( b + \frac{x_4 \cos\theta}{\sin\theta} \right) \frac{x_4}{\sin\theta}. \quad (9)$$

Усилие в бетоне сжатой зоны

$$N_{b,i} = \sigma_b \cdot \frac{1}{2} \left( b + x_i \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \right) x_i. \quad (10)$$

Усилие в сжатой арматуре  $i$ -ой грани:

$$N_{sc,i} = \sigma_{sc,i} \cdot A'_s, \quad (11)$$

где  $A'_s$  – площадь сжатой арматуры;  $\sigma_{sc}$  – напряжение в сжатой арматуре, равное

$$\sigma_{sc,i} = E_s \cdot \sigma_{b,i} / (E_b \cdot \nu) = \alpha \cdot \sigma_{b,i} / \nu, \quad (12)$$

где  $E_s$  – модуль упругости арматуры;

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

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

$$N_{s,i} = \sigma_{s,i} \cdot A_s = \frac{h_0 - x_i}{x_i} \cdot \alpha' \cdot \sigma_{b,i} \cdot A_s. \quad (13)$$

Зная высоту сжатой зоны для каждой грани, изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры, при известном плече внутренней пары сил  $i$ -ой грани,

$$z_{\sigma,i} = h_0 - x_i/3;$$

$$M_{Xi(Yi)} = \sigma_{b,i} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( b + x_i \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \right) \cdot x_i \left( h_0 - \frac{x_i}{3} \right) + \alpha' \cdot \sigma_{b,i} \cdot A'_s (h_0 - a'). \quad (14)$$

Выражение напряжения сжатия бетона будет иметь вид:

$$\sigma_{b,i} = \frac{M_{Xi(Yi)}}{\frac{1}{2} \left( b + x_i \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \right) x_i \left( h_0 - \frac{x_i}{3} \right) + \alpha' \cdot A'_s (h_0 - a')}. \quad (15)$$

Проведенные экспериментальные исследования показали, что в предельной стадии:

- относительная высота сжатой зоны при статическом нагружении в предельной стадии соответствует  $\xi = 0,46$ , а при динамическом нагружении в среднем  $\xi = 0,36$ ;

- уровень напряжений в бетоне сжатой зоны составил  $0,62R_b$  при статическом и динамическом нагружениях;

- напряжения в растянутой арматуре при статическом нагружении достигали уровня  $0,9R_s$ , при динамическом нагружении уровень напряжения составил  $0,75R_s$ ;

- коэффициенты  $k_2$  увеличения прочности бетона на срез получились близкими к экспериментальным значениям.

Предлагаемая методика оценки несущей способности узла сопряжения монолитного перекрытия с колонной при разрушении по схеме продавливания была использована для расчета образцов других авторов. Результаты сопоставления теории с опытными данными представлены в таблице 5.

Таблица 5 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 5, разработанные рекомендации по совершенствованию методики расчета на продавливание, учитывающие продольную арматуру плит перекрытия и основанные на условии равновесия внутренних и внешних усилий,

дают удовлетворительную сходимость экспериментальных и теоретических данных.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

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 по дальнейшей разработке темы**

Продолжить исследования напряженно-деформированного состояния сопряжения колонны с монолитным перекрытием при центральном и внецентренном приложении внешней статической и динамической нагрузки с целью дальнейшего совершенствования методики расчета на продавливание с учетом различного соотношения поперечных сил и изгибающих моментов в плите перекрытия.

## СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ АВТОРОМ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

**Публикации в изданиях, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий:**

1. **Крылов, В.В.** Программа экспериментальных исследований несущей способности безбалочных плит на продавливание при динамическом нагружении. Конструкция опытных образцов / В. В. Крылов, Д. Ю. Саркисов, Э. Т. Эргешов, Е. Б. Евстафьева // Строительные материалы и изделия. – 2020. – Т. 3, № 3. – С. 47-53.

2. 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. – Т. 16, № 8. – С. 1006-1014.

3. Трекин, Н.Н. Экспериментальное исследование плит на продавливание при динамическом нагружении / Н. Н. Трекин, Д. Ю. Саркисов, **В. В. Крылов**, Е.Б. Евстафьева, К.Р. Андриян // Строительные материалы и изделия. – 2021. – Т. 4, № 4. – С. 41-48.

4. Трекин, Н.Н. Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении / Н.Н. Трекин, Д.Ю. Саркисов, **В.В. Крылов**, Е.Б. Евстафьева, К.Р. Андриян // Строительство и реконструкция. – 2022. – №5 (103). – С. 67-79.

5. **Крылов, В.В.** Прочность на продавливание при статическом и динамическом нагружениях / В. В. Крылов // Инженерный вестник Дона. – 2024. – № 1(109). – С. 395-403.

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

**Свидетельства, патенты, и др. результаты интеллектуальной деятельности, гранты на выполнение научно-исследовательской работы:**

7. Патент № 2726031 С1 Российская Федерация, МПК G01M 7/08, G01N 3/303. стенд для испытания железобетонных элементов на продавливание при кратковременной динамической нагрузке: № 2020102934: заявл. 24.01.2020: опубл. 08.07.2020 / Г. И. Одинокопылов, Д. Ю. Саркисов, Э. Т. Эргешев, **В. В. Крылов**, Е. Б. Евстафьева.

**Статьи, опубликованные в журналах и сборниках конференций, индексируемых в международных реферативных базах Scopus, Web of Science и др.:**

8. 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, No. 12. – P. 25-35.

9. 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.

10. 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.

**Статьи, опубликованные в других научных журналах и изданиях:**

11. 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.

12. **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.

13. 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.

**Крылов Владимир Владимирович**

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

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения  
(технические науки)

Автореферат  
диссертации на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Подписано в печать 26.03.2026

Заказ № М 2.13-2

Формат 60x90/16

Усл. печ. л. – 1,5

Тираж 80 экз.

Акционерное общество «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений – ЦНИИПромзданий».

127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, дом 46, корп.2