

На правах рукописи

Муймаров Кирилл Викторович

ОПТИМИЗАЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ С ВЫБОРОМ
СТРУКТУР АРМИРОВАНИЯ

05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Брянск – 2019

Работа выполнена в федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Брянский государственный инженерно-технологический университет».

- Научный руководитель:** доктор технических наук, профессор,
советник РААСН
Серпик Игорь Нафтольевич
- Официальные оппоненты:** **Смоляго Геннадий Алексеевич,**
доктор технических наук, профессор,
советник РААСН, профессор кафедры
строительства и городского хозяйства
ФГБОУ ВО «Белгородский государственный
технологический университет
им. В. Г. Шухова»
- Андросова Наталия Борисовна,**
кандидат технических наук, доцент,
и. о. заведующего кафедрой городского
хозяйства и строительства автомобильных
дорог ФГБОУ ВО «Орловский государствен-
ный университет имени И. С. Тургенева»
- Ведущая организация:** Акционерное общество «Научно-
исследовательский центр «Строительство»
(г. Москва)

Защита состоится «05» октября 2019 года в 12:00 часов на заседании объединенного диссертационного совета Д 999.094.03, созданного на базе федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Юго-Западный государственный университет», федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Орловский государственный университет имени И. С. Тургенева», федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Тульский государственный университет», по адресу: 305040, г. Курск, ул. 50 лет Октября, 94, конференц-зал.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке и на официальном сайте ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет» <https://swsu.ru/>.

Отзывы на автореферат направлять в диссертационный совет по адресу: 305040, г. Курск, ул. 50 лет Октября, 94, ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет».

Автореферат разослан «___» июля 2019 г.

Ученый секретарь
диссертационного совета,
д. т. н., доцент, советник РААСН



Бакаева Наталья Владимировна

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы исследования. Вопрос снижения стоимости строительных систем имеет важное значение в связи с усложнением конструкционного состава сооружений и повышением требований к качеству материалов и работ, что приводит к удорожанию возводимых объектов. Уменьшение стоимости строительства способствует реализации прогрессивной государственной политики в области повышения доступности жилья для населения. Необходимость решения проблемы снижения отношения стоимости квартир к среднему годовому денежному доходу семьи отмечена в Федеральной целевой программе «Жилище», утвержденной постановлением Правительства Российской Федерации от 25.10.2015 № 889, и государственной программе «Обеспечение доступным и комфортным жильем и коммунальными услугами граждан Российской Федерации», утвержденной постановлением Правительства Российской Федерации от 30.12.2017 № 1710.

Железобетонные плиты широко применяются в конструкциях зданий и сооружений в качестве перекрытий, покрытий, элементов фундаментов, что определяет значительный экономический эффект при снижении затрат на их изготовление. Одним из эффективных путей достижения этих результатов является использование процедур оптимального проектирования. Необходимо оптимизировать конструкции с реализацией поиска как по значениям параметров, так и по структурам армирования. При этом для параметров предпочтительно задавать дискретные множества допустимых значений, что отвечает практике реального проектирования в рамках существующих спецификаций материалов и изделий. Для получения в процессе оптимизации наиболее достоверных оценок деформативности и прочности плит, анализа влияния множества факторов на их несущую способность необходимо использовать вычислительные процедуры, учитывающие физически нелинейную работу бетона и арматуры, в том числе возможное трещинообразование в бетоне. Целесообразно принимать во внимание каждый арматурный стержень как элемент расчетной схемы. Кроме того, для конструктивных объектов повышенного уровня ответственности следует проверять несущую способность для условий возможных запроектных воздействий.

Выполнение этих требований принципиально достижимо на основе использования современных метаэвристических методов оптимизации, в частности эволюционного поиска, и нелинейного конечноэлементного анализа. В то же время существующие методики оптимизации железобетонных систем, в том числе основанные на метаэвристических процедурах, еще не позволяют в полной мере подойти к практически значимым решениям задач оптимального проектирования для плит. Поэтому тема диссертационной работы, связанная с совершенствованием алгоритмов оптимизации железобетонных плит, представляется актуальной.

Степень разработанности темы исследования. Разработкой и развитием методов расчета железобетонных конструкций занимались Н.Б. Андросова, Х. Аояма, И. Баушингер, С. Бах, Н.А. Белелюбский, О.Я. Берг, В.М. Бондаренко, О. Буюкозтурк, Е.П. Варнке, А.П. Васильев, З.А. Воронин, А.А. Гвоздев, Г.А. Гениев, Ф. Геннебик, О. Граф, А.С. Залесов, В.С. Зырянов, А.А. Ильюшин, Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко, М. Кенен, С.Н. Клованич, А.И. Козачевский, В.И. Колчунов, Вл.И. Колчунов, В.И. Коробко, А.Н. Королев, А.П. Кричевский,

В.М. Круглов, С.М. Крылов, Ф. Куанье, Н.Н. Ласьков, Е.С. Лейтес, А.Ф. Лолейт, Дж. Мазар, Н.М. Матченко, К. Маэкава, И.Н. Мироненко, В.В. Михайлов, В.И. Мурашев, П.Л. Нерви, С.Н. Палювина, П.Л. Пастернак, В.Н. Симбиркин, Г.А. Смоляго, Я.В. Столяров, А.Г. Тамразян, В.Г. Теличко, С.П. Тимошенко, В.И. Травуш, А.А. Трещев, К.Дж. Уиллам, В.С. Федоров, Н.В. Федорова, М.М. Филоненко-Бородич, Э. Фрейсине, Т. Хайэтт, М.М. Холмянский, А.В. Яшин и многие другие ученые.

Вопросу оптимального проектирования железобетонных систем посвятили свои работы М. Алдвайк, Э. Атрек, Б. Ахмади-Недушан, В.Н. Бакулин, В.М. Бондаренко, А.В. Боровских, Н. Ван Дорселаер, А.С. Галерб, Р.Г. Галлахер, Г.А. Гениев, Д.Э. Грирсон, Н.К. Дас Гупта, А.Н. Дегтярь, Т.Л. Дмитриева, А.И. Долганов, Е.П. Знаменская, А. Кавех, Б.Л. Карихало, С.П. Киран, М.И. Климов, Э. Козенца, В.И. Колчунов, М.Б. Краковский, А.Ф. Креберс, А.Р. Кулкарни, Я. Луо, С.Н. Палювина, А.Н. Петров, А. Прикопи, К.М. Рагсделл, Б.С. Расторгуев, И. Рахманиан, М.И. Рейтман, К.С. Сарма, И.Н. Серпик, Э.С. Сикиотис, С. Сингх, Н.Н. Складнев, Л.Ю. Ступишин, А.Г. Тамразян, В.И. Травуш, М.Дж. Фадаи, Н.В. Федорова, Е.А. Филимонова, К.М.А. Хоссейн, Т. Чунг, С. Чутани, З. Шенг-Ли, Б.М. Языев, С.В. Якубовская, В.А. Яров и другие исследователи.

Метаэвристические подходы для поиска оптимальных параметров и структур строительных конструкций рассмотрели в своих трудах Д.М. Алекс, С. Асади, Г. Бекдас, Р. Ван Койл, П. Видьярди, К.З. Гао, В. Говиндараи, А. Кавех, М.Н. Кирсанов, Д. Ключачек, С.А.К. Коэло, А.М. Мосин, М.П. Сака, И.Н. Серпик, Ю-Чи Сун, Л. Хуэй, Е. Шафеи, А.Г. Юрьев и другие авторы.

Научно-техническая гипотеза состоит в том, что эффективные проектные решения для железобетонных плит могут быть получены на основе метаэвристической схемы эволюционного поиска и сочетания конечноэлементного моделирования с методиками нормативных документов.

Объект исследования – сплошные железобетонные плиты без предварительного напряжения арматуры.

Предмет исследования – методы структурной и параметрической оптимизации железобетонных конструкций.

Цель диссертационной работы – разработка алгоритмов оптимизации железобетонных плит по критерию минимальной сметной себестоимости на дискретных множествах структур армирования, классов материалов и геометрических параметров; получение на основе предлагаемых подходов рациональных схем армирования для ряда плитных конструкций.

Задачи диссертации:

1. Разработать алгоритм расчета железобетонных плит методом конечных элементов с учетом дискретности армирования, физически нелинейных свойств бетона и арматуры, возможности образования и развития трещин в бетоне.

2. Сформулировать целевую функцию сметной себестоимости железобетонной плиты, зависящую от комплекса технологических и конструктивных факторов, с учетом сложившейся практики проектирования и применяемых нормативов. Проработать вопрос вычисления сметной себестоимости через независимо варьируемые параметры. Выбрать систему ограничений оптимизационной задачи.

3. Разработать процедуру оптимального проектирования железобетонных плит на дискретных множествах структур армирования и значений параметров, используя подходы эволюционного моделирования.

4. Реализовать предлагаемые вычислительные схемы в программном комплексе конечноэлементного анализа.

5. Провести экспериментальные исследования деформаций железобетонных плит. Подтвердить работоспособность используемой процедуры конечно-элементного моделирования плит на основе сравнения результатов расчетов с полученными экспериментальными данными.

6. Выполнить оптимальное проектирование ряда плитных конструкций с нахождением новых проектных решений по структурам армирования.

Научная новизна работы заключается в том, что:

- предложена методология постановки и решения задач оптимального синтеза железобетонных плит с нахождением расположения арматурных стержней и определением значений конструктивных параметров;

- разработаны алгоритмы для проверки выполнения ограничений поставленной оптимизационной задачи с учетом фактической конфигурации арматурных сеток;

- разработана единая итерационная схема эволюционной оптимизации железобетонных плит по структурам армирования, маркам бетона и арматуры, толщине конструкции, диаметрам арматурных стержней;

- предложены рациональные схемы армирования для плит с различными вариантами очертания в плане.

Теоретическая значимость работы заключается в следующем:

- сформулированы подходы к построению операторов эволюционного поиска применительно к железобетонным плитам;

- разработаны алгоритмы аппроксимации перемещений в бетоне плит на основе многослойной модели и предельной схемы метода конечных элементов;

- разработана вычислительная процедура для анализа работы железобетонных плит с рассмотрением бетона и арматурных стержней как отдельных конструктивных элементов, взаимодействующих в зависимости от состояния объекта;

- предложены итерационные процедуры для расчета железобетонных плит при наличии односторонних опорных связей и в случае учета упругого основания.

Практическая значимость работы:

- предлагаемые алгоритмы могут быть использованы при расчетах железобетонных плит с возможностью оценки влияния отдельных арматурных стержней на деформативность и прочность конструкции;

- разработанные эволюционные схемы и их программная реализация обеспечивают практическую возможность проектирования железобетонных плит с оптимальным выбором их толщин, структур армирования, классов бетона и арматуры, диаметров продольной рабочей арматуры;

- полученные структуры армирования могут быть учтены при проектировании железобетонных плит для жилых и общественных зданий;

- разработанные в диссертации методики использованы при проектирова-

нии новых конструкций железобетонных плит для ряда предприятий строительной отрасли Брянской области, а также при обучении студентов и аспирантов в ФГБОУ ВО «БГИТУ».

Методология и методы исследования. Анализ деформирования железобетонных плит выполнялся на основе метода конечных элементов. Оптимизация конструкций осуществлялась с помощью современных информационных технологий эволюционного поиска. Расчет железобетонных плит в физически нелинейной постановке проводился на основе метода секущих в рамках метода переменных параметров упругости с применением разработок Н.И. Карпенко по описанию деформаций бетона при сложном напряженном состоянии и подхода В.И. Мурашева к учету работы бетона между поперечными трещинами.

Основные положения диссертации, выносимые на защиту:

- алгоритмы расчета железобетонных плит на основе многослойных конечноэлементных моделей с учетом физически нелинейной работы бетона и арматуры, возможности образования трещин в бетоне, наличия односторонних связей и упругого основания;
- результаты экспериментов для плит, подтверждающие достаточно высокую точность разработанных расчетных методик;
- постановка задачи оптимального проектирования плит: целевая функция сметной себестоимости конструкции; подходы к выбору варьируемых параметров; система ограничений, в которой учитываются прочностные и деформационные факторы, а также конструктивные и технологические требования;
- алгоритм эволюционной оптимизации железобетонных плит на дискретных множествах структур армирования и значений параметров;
- результаты оптимального проектирования плитных конструкций.

Достоверность полученных результатов и выводов подтверждается использованием общепринятых теоретических положений строительной механики и численных методов анализа, согласованностью разработанных алгоритмов с основными положениями теории железобетона, сопоставлением результатов расчетов с экспериментальными данными и решениями, полученными другими методами.

Апробация работы. Материалы исследований были представлены на следующих конференциях, форумах и заседаниях: 3-й Международной научно-практической конференции «Проблемы инновационного биосферно-совместимого социально-экономического развития в строительном, жилищно-коммунальном и дорожном комплексах» (г. Брянск, 2013 г.); Международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы городского строительства» (г. Пенза, 2013 г.); Международной научно-практической конференции «Архитектура, градостроительство, историко-культурная и экологическая среда городов центральной России, Украины и Беларуси» (г. Брянск, 2014 г.); Международной научно-технической конференции «Строительная наука – XXI век: теория, образование, практика, инновации северо-арктическому региону» (г. Архангельск, 2015 г.); Международной научно-практической конференции «Теория и практика расчета зданий, сооружений и элементов конструкций. Аналитические и численные методы» (г. Москва, 2015 г.); II Брянском Международном инновационном форуме «Строительство-2016» (г. Брянск, 2016 г.); расширенном

заседании кафедры «Прикладная механика и физика» ФГБОУ ВО «БГИТУ» (г. Брянск, 2019 г.)

Реализация результатов работы. Разработанные в диссертации алгоритмы использовались при выполнении следующих хоздоговорных НИР:

1. Испытания плит перекрытия, АО «Стройсервис», 2014 г.
2. Исследование напряженно-деформированного состояния плит перекрытия, ООО УК «Надежда», 2014 г.
3. Оптимизация конструкции плит перекрытия и корректировка чертежей для их серийного производства, ООО «Бетон-Комплект 32», 2016 г.
4. Испытание узла сопряжения плит перекрытия со сборно-монолитным ригелем. Разработка рекомендаций по применению плит перекрытий в кирпичных зданиях, ООО УК «Надежда», 2017 г.
5. Разработка конструкции железобетонных плит лоджий и корректировка чертежей для их серийного производства, испытание железобетонных плит лоджий, ООО «Бетон-Комплект 32», 2017 г.
6. Исследование напряженно-деформированного состояния доборных железобетонных плит перекрытия и разработка альбома чертежей для их серийного производства. Разработка конструкции и испытание плиты перекрытия, АО «Стройсервис», 2018 г.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 12 научных работ, в том числе 4 статьи в изданиях, рекомендуемых ВАК РФ, 1 статья в издании, индексируемом в научной базе данных Scopus, 1 монография.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения, 4 глав, основных результатов и выводов, списка литературы из 189 наименований, 2 приложений на 10 страницах. Работа изложена на 168 страницах, содержит 84 рисунка и 6 таблиц.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении обоснована актуальность темы исследований и дана информация о степени ее разработанности; сформулированы научно-техническая гипотеза, цель и задачи диссертационной работы, ее научная новизна, теоретическая и практическая значимость; указаны основные положения, выносимые на защиту; отражена достоверность и апробация полученных результатов.

В первой главе приведен обзор литературных источников по вопросам расчета железобетонных плит в контексте развития общей теории расчета изгибаемых железобетонных элементов. Описаны основные существующие подходы к моделированию деформаций конструкций такого типа. Отражены вопросы применения метода конечных элементов в расчетах железобетонных плит. Дан обзор наиболее распространенных методов оптимизации железобетонных конструкций.

Во второй главе описана разработанная в диссертации многослойная модель для расчета железобетонных плит методом конечных элементов с учетом нелинейной работы материалов, в том числе при образовании трещин в бетоне. Построена итерационная процедура решения задачи на основе метода переменных параметров упругости. Рассмотрены особенности описания деформаций

плит с односторонними связями и плит на сплошном упругом основании. На конкретных задачах проиллюстрирована работоспособность представленных вычислительных процедур.

Полагаем, что плита подвергается простому нагружению путем пропорционального увеличения действующих сил. Бетон представляем с помощью многослойной схемы (рисунок 1). При этом до образования трещин в бетоне используем основные положения описания деформаций железобетонных конструкций Н.И. Карпенко. Влияние трещин в бетоне на напряженно-деформированное состояние объекта принимаем во внимание на основании схемы В.И. Мурашева. Арматуру учи-

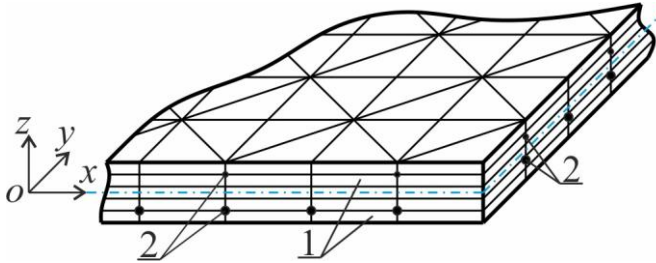


Рисунок 1 – Модель плиты: 1 – слой бетона; 2 – стержни арматуры

тываем дискретно в виде стержней. Полагаем, что для плиты в целом справедливы гипотезы Кирхгофа о прямых нормалях и ненадавливаемости слоев.

При описании перемещений в бетоне используем пластинчатые конечные элементы. Стержни арматуры разбиваем на ферменные конечные элементы. Осуществляем итерационный процесс метода переменных параметров упругости. В итерации $r = 1$ объект рассчитывается в линейной постановке с учетом начальных модулей упругости материалов. В каждой итерации $r > 1$ при формировании матриц жесткости конечных элементов бетона и арматуры переопределяем матрицы упругости на основании напряжений, полученных на предыдущей итерации. При этом рассматриваем следующую систему линейных алгебраических уравнений:

$$\left[K(E_b^{(r-1)}, E_s^{(r-1)}) \right]^{(r)} \{U\}^{(r)} = \{R\}, \quad (1)$$

где $[K]^{(r)}$ – матрица жесткости конечноэлементной модели для итерации r , получаемая с учетом текущих модулей упругости $E_b^{(r-1)}$, $E_s^{(r-1)}$ бетона и арматуры по результатам выполнения итерации $r-1$; $\{U\}^{(r)}$ – вектор узловых перемещений, получаемый в итерации r ; $\{R\}$ – вектор приведенной к узлам внешней нагрузки.

Матрицу $[K]^{(r)}$ определяем с помощью выражения

$$[K]^{(r)} = \sum_{i=1}^{N_b} [K_{bi}]^{(r)} + \sum_{j=1}^{N_s} [K_{sj}]^{(r)}, \quad (2)$$

где N_b , N_s – число конечных элементов бетона и арматуры; $[K_{bi}]^{(r)}$, $[K_{sj}]^{(r)}$ – текущие матрицы жесткости конечного элемента i бетона и конечного элемента j арматуры в глобальной системе нумерации степеней свободы.

Рассматриваем бетонную плиту Π_B , получаемую из железобетонной плиты путем устранения арматуры. Разделяем бетон на n тонких слоев. Узлы конечноэлементной модели располагаем в срединной плоскости плиты. В соответствии

с гипотезой прямых нормалей для каждого i -го слоя бетона относительные деформации запишем в виде

$$\varepsilon_{xi} = \varepsilon_{xo} - z_i \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}; \varepsilon_{yi} = \varepsilon_{yo} - z_i \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}; \gamma_{xyi} = \gamma_{xyo} - 2z_i \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}, \quad (3)$$

где ε_{xo} , ε_{yo} , γ_{xyo} – относительные деформации ε_x , ε_y , γ_{xy} на уровне срединной плоскости плиты; z_i – координата по оси Oz срединной плоскости i -го слоя; w – проекция вектора перемещения на ось Oz .

Согласно теории изгиба пластин Кирхгофа, в плите Π_B для пакета слоев учитываем относимые к единице ширины поперечных сечений плиты изгибающие моменты M_x , M_y , крутящий момент M_{xy} и мембранные составляющие N_x , N_y и N_{xy} усилий. Введем для конечного элемента плиты следующие векторы обобщенных деформаций и напряжений:

$$\{\varepsilon_e\} = \left\{ \varepsilon_{xo} \quad \varepsilon_{yo} \quad \gamma_{xyo} \quad -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad -2\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right\}^T; \quad (4)$$

$$\{\sigma_e\} = \{N_x \quad N_y \quad N_{xy} \quad M_x \quad M_y \quad M_{xy}\}^T. \quad (5)$$

Векторы $\{\sigma_e\}$ и $\{\varepsilon_e\}$ связываются зависимостью

$$\{\sigma_e\} = [D_e] \{\varepsilon_e\}, \quad (6)$$

где $[D_e]$ – секущая матрица упругости многослойного конечного элемента.

Для вычисления матрицы жесткости конечного элемента использовалось численное интегрирование. Для этого при нахождении секущей матрицы упругости $[D_e]_j^{(r)}$ в точке интегрирования j для шага r итерационного процесса осуществлялись следующие основные действия.

1. Определялся вектор деформаций конечного элемента для точки интегрирования j в итерации $r-1$:

$$\{\varepsilon_e\}_j^{(r-1)} = [B_e]_j \{\delta_e\}^{(r-1)}, \quad (7)$$

где $[B_e]_j$ – матрица деформаций конечного элемента для этой точки; $\{\delta_e\}^{(r-1)}$ – вектор обобщенных узловых перемещений конечного элемента, полученный по результатам выполнения итерации $r-1$.

2. Вычислялись деформации для слоев с помощью формулы (3).

3. Определялись векторы напряжений для каждого i -го слоя в точках интегрирования:

$$\{\sigma_{ij}\}^{(r-1)} = [D_e^i]_j^{(r-1)} \{\varepsilon_{ij}\}^{(r-1)}, \quad (8)$$

где $\{\sigma_{ij}\}^{(r-1)} = \{\sigma_{xij} \quad \sigma_{yij} \quad \tau_{xyij}\}^T$; σ_{xij} , σ_{yij} , τ_{xyij} – напряжения для слоя i в точке j ; $[D_e^i]_j^{(r-1)}$ – полученная на $r-1$ -м шаге для точки интегрирования j матрица упругости плоского напряженного состояния для слоя i ;

$\{\varepsilon_{ij}\}^{(r-1)} = \{\varepsilon_{xij} \quad \varepsilon_{yij} \quad \gamma_{xyij}\}^T$ – соответствующий вектору $\{\sigma_{ij}\}^{(r-1)}$ вектор деформаций; ε_{xij} , ε_{yij} , γ_{xyij} – деформации, относящиеся к слою i и точке j .

4. Находились новые матрицы упругости слоев для итерации r с использованием теории Н.И. Карпенко и схемы В.И. Мурашева.

5. Формировались матрицы $[D_e]_j^{(r)}$ на основе рассмотрения их в виде 4-х блоков третьего порядка:

$$[D_e]_j^{(r)} = \begin{bmatrix} D_I & D_{II} \\ D_{II}^T & D_{III} \end{bmatrix}. \quad (9)$$

При этом использовались следующие зависимости:

$$d_{lm}^{(I)} = \sum_{i=1}^n d_{lmi} h_i; d_{lm}^{(II)} = \sum_{i=1}^n d_{lmi} h_i z_i; d_{lm}^{(III)} = \sum_{i=1}^n d_{lmi} h_i z_i^2 \quad (l, m = 1, 2, 3), \quad (10)$$

где $d_{lm}^{(I)}, d_{lm}^{(II)}, d_{lm}^{(III)}$ – элементы подматриц $[D_I]$, $[D_{II}]$, $[D_{III}]$; d_{lmi} – элементы матриц упругости слоев; h_i – толщина слоя i .

При пересчете матриц упругости слоев предусматривалось нахождение пределов прочности в направлениях главных напряжений в бетоне. При сложном неравномерном напряженном состоянии, согласно методологии Н.И. Карпенко, уравнение предельной поверхности в пространстве главных напряжений представлялось в виде

$$b(\sigma_1^2 + \sigma_3^2) - \sigma_1(S_c(1-b) + S_t) + \sigma_3(S_t b - S_t) - 2b\sigma_1\sigma_3 - S_c S_t = 0, \quad (11)$$

где коэффициент

$$b = \frac{S_c S_t}{S_c - S_t}; \quad (12)$$

$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ – главные напряжения в бетоне; S_c, S_t – прочности бетона при двухосном сжатии и двухосном растяжении, которые вычисляются на основе главных напряжений, полученных на предыдущем шаге итерационного процесса.

В результате решения уравнения (11) определяются уровни главных напряжений, с помощью которых проверяется обеспечение прочности бетона и вычисляются секущие модули и коэффициенты поперечных деформаций. До образования трещин в бетоне оценка ее секущих характеристик выполняется в соответствии с методикой Н.И. Карпенко, конкретизированной в ряде вопросов С.Ф. Клованичем. В диссертации разработан алгоритм учета трещин, в котором первоначально в направлении ζ , перпендикулярном каждой трещине, модуль упругости бетона задается равным нулю. При этом условии вычисляются матрицы упругости конечных элементов в локальных и глобальных осях. Далее учитывается работа бетона между трещинами в соответствии с подходом В.И. Мурашева. Связанная с глобальными осями секущая матрица упругости $[D_e]_{Gj}^{(r)}$ слоя i бетона в точке интегрирования j , получаемая в итерации r , вычисляется для каждой точки интегрирования на основе зависимости

$$[D_e^i]_{Gj}^{(r)} = [D_{eo}^i]_{Gj}^{(r)} + \begin{bmatrix} \sigma_{x\zeta}^{(r-1)} / \varepsilon_x^{(r-1)} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{y\zeta}^{(r-1)} / \varepsilon_y^{(r-1)} & 0 \\ 0 & 0 & \tau_{xy\zeta}^{(r-1)} / \gamma_{xy}^{(r-1)} \end{bmatrix}, \quad (13)$$

где $[D_{eo}^i]_{Gj}^{(r)}$ – секущая матрица упругости, сформированная без учета нормальных напряжений в направлениях ζ ; $\sigma_{x\zeta}^{(r-1)}$, $\sigma_{y\zeta}^{(r-1)}$, $\tau_{xy\zeta}^{(r-1)}$ – нормальные и касательные напряжения в осях Ox , соответствующие осредненным по принципу В.И. Мурашева нормальным напряжениям в направлениях осей ζ для итерации $r-1$; $\varepsilon_x^{(r-1)}$, $\varepsilon_y^{(r-1)}$, $\gamma_{xy}^{(r-1)}$ – относительные продольные и сдвиговая деформация для системы осей Ox , полученные в итерации $r-1$.

Ширина раскрытия трещин оценивалась с помощью методики СП 63.13330.2012.

При дискретизации плиты P_B использовались треугольные многослойные конечные элементы, построенные на основе предложенной научным руководителем модифицированной схемы кусочного тестирования Айронса, предусматривающей обязательное удовлетворение условий сплошности во всех неузловых точках элемента только для постоянных деформаций.

В диссертации рассмотрены особенности конечноэлементного моделирования железобетонных плит с учетом односторонних связей, которые описывались с помощью ферменных конечных элементов, имеющих достаточно большую жесткость на сжатие и пренебрежимо малую жесткость на растяжение. Как показывают расчеты, непосредственное использование метода секущих для такой проблемы может приводить к нарушению сходимости итерационного процесса. Вводилась модификация процедуры данного метода, предусматривающая для первых 100-200 итераций пошаговое увеличение нагрузки до достижения ее фактического значения. При этом оценка напряженно-деформированного состояния для каждого уровня нагружения не проводилась, а при $r=1$ решалась линейная задача с использованием начальных модулей упругости материалов и заменой односторонних связей двухсторонними. Для всех итераций применялась следующая зависимость, сформированная в рамках принципа возможных перемещений:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^{N_b} (\delta \{U_{bi}\}^{(r)})^T [K_{bi}]^{(r)} \{U_{bi}\}^{(r)} + \sum_{j=1}^{N_s} (\delta \{U_{sj}\}^{(r)})^T [K_{sj}]^{(r)} \{U_{sj}\}^{(r)} + \\ + \sum_{l=1}^{N_u} (\delta w_l^{(r)})^T C_l^{(r)} w_l^{(r)} - (\delta \{U\}^{(r)})^T \{R\} = 0, \end{aligned} \quad (14)$$

где δ – обозначение вариации; $\{U_{bi}\}^{(r)}$, $\{U_{sj}\}^{(r)}$ – векторы обобщенных узловых перемещений итерации r для конечных элементов бетона и арматуры; N_u – число опорных узлов для железобетонной плиты; $w_l^{(r)}$ – значение w для узла l в итерации r ; $C_l^{(r-1)}$ – жесткость опорного конечного элемента в узле l , вычисленная с учетом результатов итерации $r-1$.

Разработана также вычислительная схема для расчета железобетонных плит на грунтовом основании. Принималась двухпараметрическая модель основания П.Л. Пастернака. Реакции грунта от сжатия учитывались с помощью вертикальных жесткостей, приведенных к узловым точкам, а реакции от сдвига распределялись по площадям в плане конечных элементов бетона. В конечноэлементной модели, рассматриваемой для итерации $r > 1$, полагалось, что коэффициенты постели определяются по результатам выполнения итерации $r-1$. При $r=1$ реакция от сдвига не учитывалась. Для $r > 1$ формировалась и решалась следующая система линейных алгебраических уравнений:

$$([K_p]^{(r)} + [K_1]^{(r)})\{U\}^{(r)} = \{R\} + \{Q\}^{(r)} \quad (r = 1, 2...), \quad (15)$$

где $[K_1]^{(r)}$ – секущая матрица жесткости для вертикальных жесткостей упругого основания; $\{Q\}^{(r)}$ – вектор приведенных к узлам сил реакции основания от деформаций сдвига, найденный по итогам выполнения итерации $r-1$.

В третьей главе предлагаемый подход к анализу деформаций железобетонных плит верифицировался на примере ряда конструкций. При этом использовались результаты для этих объектов, полученные в диссертации на основе экспериментов и путем математического моделирования в сертифицированном программном комплексе конечноэлементного анализа STARK ES 2016 (лицензия ФГБОУ ВО «БГИТУ» № 066048). Рассматривались прямоугольные в плане железобетонные плиты с габаритными размерами 800х600х55 мм и 800х600х80 мм, а также плита перекрытия П7(16)Б-1 многоэтажных панельных зданий из серии 90.СБ, разработанной ООО «Саяны-проект» для условий г. Брянска.

Для размеров 800х600х55 мм были изготовлены 3 плиты (рисунки 2, 3) в лаборатории кафедры «Прикладная механика и физика» ФГБОУ ВО «БГИТУ». Плиты в нижней зоне армировались прямоугольной сеткой с величиной защитного слоя 8 мм. Использовалась холоднотянутая арматурная проволока Ø4 Вр-I по ГОСТ 6727-80. В эксперименте предусматривалось свободное опирание плит по сторонам AF , AC , CD и отсутствие опирания по стороне FD (см. рисунок 2,а). Нагружение осуществлялось через штамп 250×250 мм. Прогибы плит фиксировались индикаторами часового типа. Для одной из плит применялась тензометрическая регистрация деформаций с использованием константановых фольговых тензорезисторов ВХ 120-50АА с измерительной базой 50 мм и сопротивлением $120,0 \pm 2$ Ом. Места размещения тензорезисторов указаны на рисунке 4.

Для контроля прочностных характеристик бетона плит испытывались образцы-призмы размерами 400х100х100 мм, а также полученные в результате резки одной из призм образцы-кубы с ребром длиной 100 мм. Среднее значение прочности бетона на сжатие, установленное при разрушении образцов, составило 20,4 МПа. Эта величина использовалась при моделировании деформаций плит. Образцы рабочей продольной арматуры испытывались на растяжение. При этом установленные значения прочности отличались от справочных нормативных характеристик не более чем на 12 %.

Приведем некоторые результаты теоретических и экспериментальных исследований для этих плит. Принималось, что объект нагружен направленной вниз (против оси Az) равномерно распределенной по площади контакта со штампом

ются от соответствующих результатов комплекса STARK ES не более чем на 12 %. Максимальное отличие при таких нагрузках по величине δ_E от среднего экспериментального прогиба для трех образцов в комплексе STARK ES составляет 22 %, в предлагаемом алгоритме – 23 %. При $56,7 \leq q \leq 65,25$ кПа эти расхождения получились равными 29 и 17 %, для $q=68,1$ кПа – 44 % и 14 %, а для $q=70,95$ кПа – 90 % и 6 %. То есть в целом разработки диссертации дали возможность существенно приблизить расчетные значения прогиба δ_E к средним экспериментальным значениям по сравнению с комплексом STARK ES.

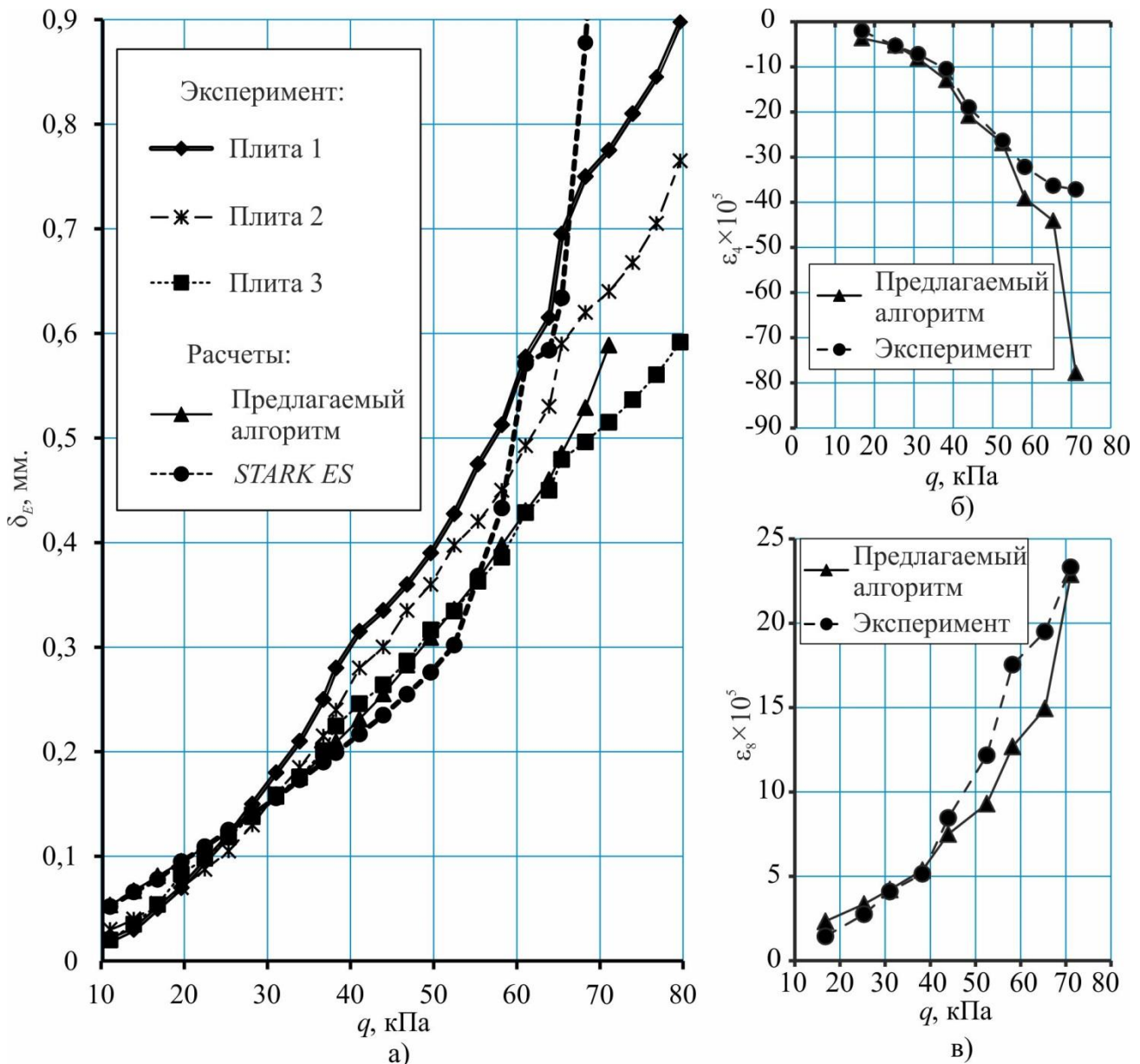


Рисунок 5 – Сопоставление результатов расчетов и испытаний плит толщиной 55 мм: а – прогибы плиты в точке E ; б, в – деформации, полученные для тензорезисторов Т4, Т8

Найденные в разработанной процедуре относительные деформации, превышающие по модулю 3×10^{-5} , для диапазона нагрузок $25,35 \leq q \leq 51$ кПа отличались от экспериментальных по всем тензорезисторам не более чем на 24 %. При $q > 51$ кПа это расхождение увеличивалось, что связано с ростом неодно-

родности полей напряжений при образовании и развитии трещин. В расчете узлы $\tilde{U}$ конечноэлементной модели (см. рисунок 2,а) имели положительные расчетные перемещения по оси Az , что указывает на отрыв этих узлов от опор. Для остальных узлов на опорном контуре получены пренебрежимо малые отрицательные перемещения по оси Az , что соответствует условию сохранения вертикальных связей. В эксперименте также наблюдалось явление отрыва опорных граней в зонах углов A и C плит. Расчетные длины участков отрыва при $q = 70,95$ кПа отличались от экспериментальных по всем трем плитам не более чем на 19 % на кромке AC и 7 % – на кромках AF и CD .

Для размеров $800 \times 600 \times 80$ мм реализовывалась такая же схема теоретических и экспериментальных исследований. Испытывалось 5 плит. Для этапов нагружения, выполнявшихся после трещинообразования в бетоне, с помощью разработанного алгоритма также было получено более точное соответствие теоретических и экспериментальных данных по сравнению с программным комплексом STARK ES.

Плита перекрытия П7(16)Б-1 испытывалась на стенде, показанном на рисунке 6. Приблизительно с помощью блоков имитировалось равномерное по площади распределение нагрузки.



Рисунок 6 – Плита П7(16)Б-1 на опорной раме

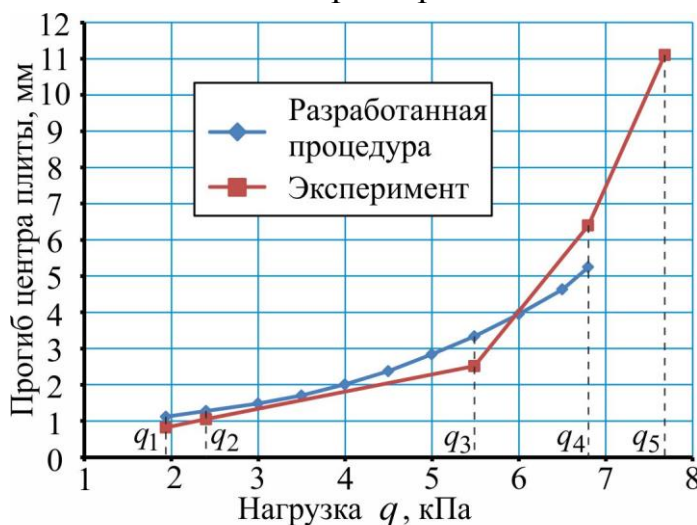


Рисунок 7 – Сопоставление результатов численного моделирования и эксперимента

Для измерения прогибов плиты использовались индикаторы часового типа.

Для расчета по предлагаемой методике была разработана конечно-элементная модель, содержащая 1048 конечных элементов: 672 стержневых конечных элемента арматуры и 376 слоистых конечных элементов бетона. Принималось свободное опирание плиты. Учитывались силы тяжести плиты и равномерно распределявшаяся полезная нагрузка q от грузовых блоков.

Характеристики материалов задавались в соответствии с серийными показателями, которые были подтверждены в ходе испытаний разрушением фрагментов бетона и арматуры. Результаты расчетов удалось получить до $q = 6,8$ кПа включительно. Дальнейшее повышение нагрузки приводило к некорректным данным, что трактовалось как наступление условий разруше-

ния. Для получения решения нелинейной задачи для всех этапов нагружения при $q \leq 6,8$ кПа здесь требовалось провести не более 280 итераций. На рисунке 7 приведено сопоставление результатов моделирования прогибов центра плиты от действия нагрузки q с помощью разработанной процедуры с соответствующими данными, полученными экспериментально. Отличия расчетных перемещений от полученных экспериментальных прогибов для $3 \leq q \leq 6,8$ кПа составили не более 25 %.

В четвертой главе представлены методология и алгоритмы эволюционной оптимизации железобетонных плит на дискретных множествах структур армирования и значений параметров. Описана функция цели, выбор варьируемых параметров, система ограничений. Разработана итерационная схема поиска решений задачи. Рассмотрены вопросы учета возможности запроектных воздействий в оптимальном проектировании плит. Приведены результаты применения этих вычислительных процедур при решении ряда задач.

Контур оптимизируемой плиты в плане считается заданным. Для продольной рабочей арматуры вводится некоторая избыточная структура, управление которой предусматривает возможность использования условных стержней с пренебрежимо малыми площадями поперечных сечений. При этом структурно-параметрическая оптимизация сводится к параметрической. Ставится задача минимизации сметной себестоимости C железобетонной плиты:

$$C(h, d_1, d_2, \dots, d_I, K_b, K_s) \rightarrow \min, \quad (16)$$

где h – толщина плиты; $d_i (i=1, \dots, I)$ – диаметр i -й группы стержней продольной рабочей арматуры; I – число таких групп; K_b – класс бетона; K_s – класс арматуры.

Функция цели вычисляется на основе зависимости

$$C = C_{prod} + C_{poper} + C_{konstr} + C_{zd} + C_b + \alpha_d (C_{en} + C_{ot} + C_{amort} + C_n), \quad (17)$$

где $C_{prod}, C_{poper}, C_{konstr}, C_{zd}$ – стоимости стали для изготовления продольной рабочей арматуры, поперечной рабочей арматуры, конструктивной арматуры и закладных деталей; C_b – стоимость бетонной смеси; α_d – коэффициент повышения стоимости, учитывающий условия производства работ; C_{en} – стоимость энергетических ресурсов (затраты на обработку бетонной смеси, опалубки, арматуры); C_{ot} – сумма трудовых затрат на изготовление плиты; C_{amort} – сумма затрат на амортизацию основных производственных фондов; C_n – накладные расходы (включают затраты на эксплуатацию оборудования и стоимость проектирования конструкции).

Стоимость поперечной рабочей арматуры C_{poper} выражается через стоимость продольной рабочей арматуры таким образом:

$$C_{poper} = \theta_{poper} C_{prod}, \quad (18)$$

где θ_{poper} – коэффициент поперечного армирования, получаемый с учетом предупреждения образования наклонных трещин и обеспечения прочности в зонах действия местной нагрузки.

Учитываются следующие ограничения:

1. *Требования по прочности:*

$$\forall \sigma_3 < 0: p_b = \frac{|\sigma_3|}{\tilde{R}_b} - 1 \leq 0; \forall \varepsilon_s > 0: p_s = \frac{\varepsilon_s}{\tilde{\varepsilon}_s} - 1 \leq 0; \forall \varepsilon_s < 0: p_{sc} = \frac{|\varepsilon_s|}{\tilde{\varepsilon}_{sc}} - 1 \leq 0, \quad (19)$$

где p_b, p_s, p_{sc} – параметры, используемые для характеристики выполнения условий прочности; $\tilde{R}_b$ – расчетное сопротивление бетона сжатию с учетом особенностей напряженного состояния; ε_s – продольная деформация в арматуре; $\tilde{\varepsilon}_s, \tilde{\varepsilon}_{sc}$ – максимально допустимые по модулю деформации арматуры при растяжении и сжатии.

2. *Требование по жесткости:*

$$p_f = \frac{|w|}{\tilde{w}} - 1 \leq 0, \quad (20)$$

где p_f – параметр, используемый для оценки удовлетворения условия жесткости; $\tilde{w}$ – максимально допустимое перемещение в направлении оси Oz.

3. *Требование по трещиностойкости в отношении поперечных трещин в бетоне:*

$$p_a = \frac{a}{\tilde{a}} - 1 \leq 0, \quad (21)$$

где p_a – параметр, характеризующий удовлетворение условия трещиностойкости; a – ширина раскрытия трещины; $\tilde{a}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

4. *Требование по отсутствию наклонных трещин.*

5. *Дополнительные требования по несущей способности при местном действии нагрузки.*

6. *Условие сцепления рабочего продольного армирования с бетоном.*

7. *Обеспечение несущей способности арматуры на срез в зоне поперечных трещин в бетоне.*

8. *Конструктивные и технологические условия.*

9. *Дополнительные условия для плит на грунтовом основании:* обеспечение несущей способности основания и удовлетворение ограничений по максимальной разнице осадок с учетом нормативно допустимых уклонов пола и условий эксплуатации оборудования.

10. *Недопущение общих разрушений при локальных запроектных воздействиях для конструкций повышенного уровня ответственности.*

Непосредственно при реализации эволюционного процесса с использованием конечноэлементного моделирования учитываются ограничения 1-3, 10. Ограничения 4, 5 принимаются во внимание после окончания эволюционного поиска путем корректировки параметра θ_{proper} с последующим повторением реализации эволюционного алгоритма при необходимости существенного изменения поперечного армирования. Выполнение ограничений 6, 7, 9 проверяется для вариантов конструкции, полученных в результате оптимизации. Для оценки удовлетворения ограничений 4-7, 9 используются результаты расчетов с помощью метода

конечных элементов и упрощенные зависимости сводов правил, руководящих документов, методических рекомендаций.

С учетом характера проектируемого объекта и технологических особенностей производства (ограничение 8) задаются дискретные множества, на которых варьируются параметры проектирования. При построении эволюционной процедуры учитывается группа проектов Π , включающая фиксированное четное число N вариантов конструкции, и элитная группа проектов Ψ , размер которой зависит от текущих результатов поиска, но не превышает N .

При формировании начальной группы Π выбирается N одинаковых проектов с наибольшими допустимыми значениями варьируемых параметров при избыточной структуре армирования. В процессе проверки работоспособности проектов группа Π разделяется на подгруппы Π_α и Π_β . Если для какого-либо из вариантов конструкции подгруппы Π_α не удовлетворяется хотя бы одно из активных ограничений, то он заменяется не используемым в группе Π проектом из группы Ψ или вновь случайно сформированным вариантом плиты.

Если ограничения не удовлетворяются для проекта из подгруппы Π_β , то значение целевой функции умножается на коэффициент штрафа

$$k_p = (1 + \alpha_1 \chi(p_{b\max})p_{b\max})(1 + \alpha_2 \chi(p_{s\max})p_{s\max})(1 + \alpha_3 \chi(p_{sc\max})p_{sc\max}) \times \\ \times (1 + \alpha_f \chi(p_{f\max})p_{f\max})(1 + \alpha_a \chi(p_{a\max})p_{a\max}), \quad (22)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_f, \alpha_a$ – задаваемые положительные числа; $\chi(x)$ – функция Хэвисайда от некоторого аргумента x ($\chi(x)=0$, если $x < 0$; $\chi(x)=1$, если $x \geq 0$); $p_{b\max}, p_{s\max}, p_{sc\max}, p_{f\max}, p_{a\max}$ – максимальные значения величин $p_b, p_s, p_{sc}, p_f, p_a$ для проверяемого варианта конструкции.

При изменении группы Ψ каждый из объектов группы Π проверяется по двум критериям: существует ли такой объект в группе Ψ и не превышает ли значение C рассматриваемого проекта наибольшего значения целевой функции в данной группе. Если оба условия не выполняются, проект помещается в группу Ψ . Если после этого добавления размер элитной группы превысит N , то проект с наибольшим значением сметной себестоимости из нее исключается.

В процессе мутации случайным образом для части проектов группы Π может быть изменено несколько параметров. Вводится следующая схема выбора параметра. С помощью генератора случайных чисел, оперирующего на отрезке $(0, 1)$ и имеющего равномерный закон распределения, находится значение m_a , которое сравнивается с управляющим числом мутации m . Если соблюдается неравенство $m_a > m$, то случайно с равной вероятностью выбирается любой из допустимых вариантов, иначе на 1-2 единицы может увеличиваться или уменьшаться номер текущей позиции этого параметра во множестве его допустимых значений.

В процедуре селекции для группы проектов Π выполняется выбор по критерию значения целевой функции. Далее реализуется односточный кроссинговер (обмен значениями параметров пар вариантов конструкции). Объекты, входящие в группы Π_α и Π_β , участвуют в этих операциях на равных основаниях.

При этом используется механизм рулетки. Для каждого проекта на круге единичной площади отводится сектор с углом φ_i , определяющимся себестоимостью C_i i -го варианта конструкции. Для вычисления этого угла используется вспомогательная функция

$$f_i = C_i^{-\Omega}, \quad (23)$$

где Ω – некоторое натуральное число.

При этом

$$\varphi_i = 2\pi f_i / \sum_{j=1}^N f_j. \quad (24)$$

Следует отметить, что по определению для задач переборного типа в общем случае не существует достоверного критерия получения глобального оптимума, кроме полного перебора вариантов. Расчеты показывают, что при оптимальном синтезе железобетонных плит с помощью представляемой итерационной схемы отсутствие изменений в наилучшем значении целевой функции в течение 150-250 итераций указывает на целесообразность завершения эволюционного поиска. Дальнейшее продолжение данного процесса обычно не приводит к сколько-нибудь существенному изменению этой величины.

Структура оптимального поиска для конструкций нормального уровня ответственности приведена на рисунке 8. Здесь s – номер итерации эволюционного алгоритма; s_0 – максимальное число этих итераций; α_θ – назначаемая величина, которую можно принимать равной 0,1-0,2. Значение $\theta_{proper}^{(0)}$ относится к проектам начальной группы.

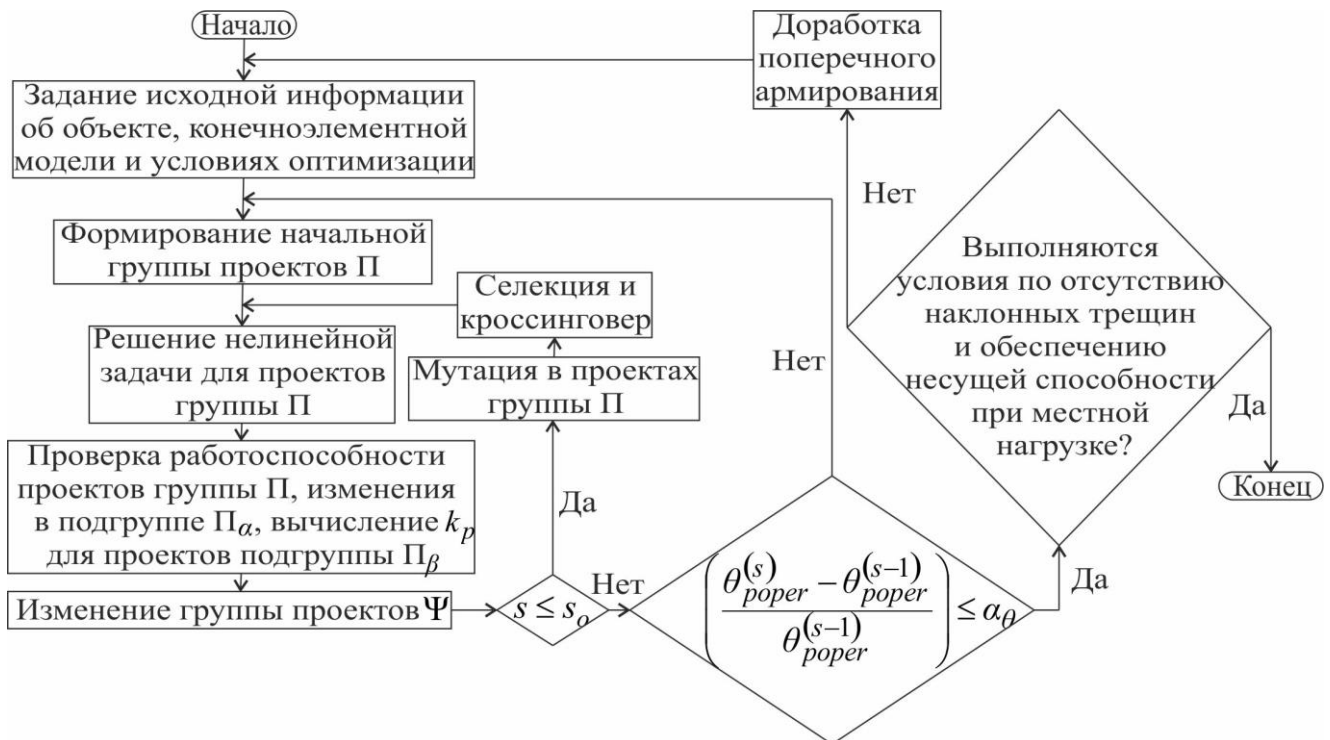


Рисунок 8 – Общая блок-схема итерационного процесса оптимизации

Оптимизация с учетом запроектных воздействий выполнялась в два этапа:

1) при действии только нормативных нагрузок; 2) в условиях запроектного воз-

действия. При этом для второго этапа в качестве минимально допустимых значений варьируемых параметров использовались результаты оптимального синтеза конструкции на первом этапе. Выполнялась оценка нагруженности плиты при внезапном удалении ряда связей в случае усредненных значений варьируемых параметров конструкции. С этой целью использовались основные положения предложенной научным руководителем приближенной энергетической методики расчетов такого типа, не предусматривающей подробного анализа динамического поведения локально поврежденной системы. После проведения оптимизации уточнялся коэффициент динамичности, и при существенной корректировке его значения оптимальный поиск с учетом возможности аварийной ситуации повторялся.

В качестве примеров использования данной вычислительной схемы в условиях только нормативных воздействий рассматривалась оптимизация следующих железобетонных конструкций: перекрытия полукруглого эркера, двух вариантов

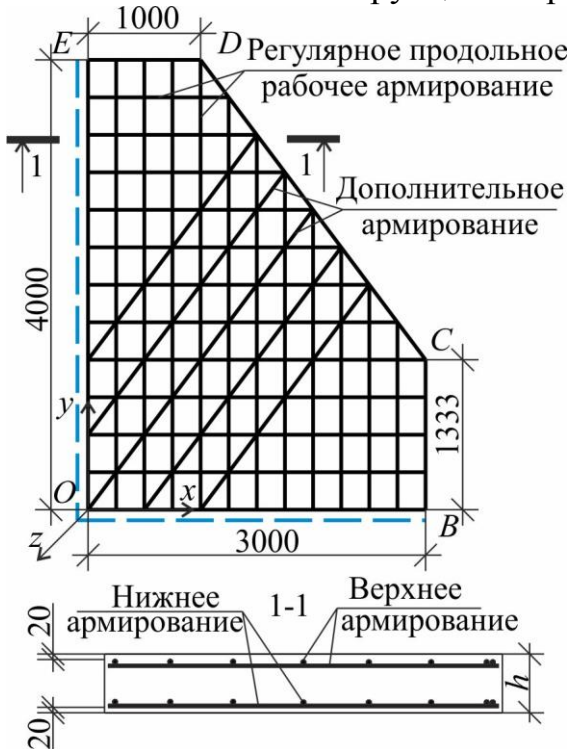


Рисунок 9 – Пятиугольная железобетонная балконная плита с избыточной структурой продольного рабочего армирования

балконных плит и фрагмента пола на грунтовом основании в производственно-складском здании. Выполнялась также оптимизация фрагмента перекрытия в монолитном каркасе здания с самонесущими кирпичными стенами для случая запроектного воздействия в виде мгновенного устранения одной из стен. Приведем некоторые сведения о результатах оптимального проектирования для пятиугольной балконной плиты нормального уровня ответственности (рисунок 9). Плита свободно опирается по кромкам EO и OB и не закреплена на остальных кромках. Избыточные структуры верхнего и нижнего продольного рабочего армирования принимались одинаковыми. Полагалось, что конструкция загружена направленной против оси Oz равномерно распределенной кратковременной нагрузкой интенсивностью 3 кПа, а также моделирующей силы тяжести ограждения равномерно распределенной постоянной нагрузкой интенсивностью 2,4 кН/м по линии $BCDE$. Кроме того, учитывались силы тяжести плиты, зависящие от значений варьируемых параметров.

Конструктивная арматура плиты принималась в виде пространственных поддерживающих каркасов (рисунок 10). Стоимость вспомогательных структур армирования такого типа вычислялась следующим образом:

$$C_{konstr} = C_{akonsty} \gamma \frac{\pi}{4} \sum_{m=1}^M d_m^2 (0,9 + 2(h'_m - d_m)), \quad (25)$$

где $C_{akonsty}$ – стоимость 1 т арматурной стали каркасов; γ – плотность стали, т/м³; M – число каркасов; d_m – диаметр арматуры каркаса, м; h'_m – высота каркаса, м; $a=0,02$ м – толщина защитного слоя плиты.

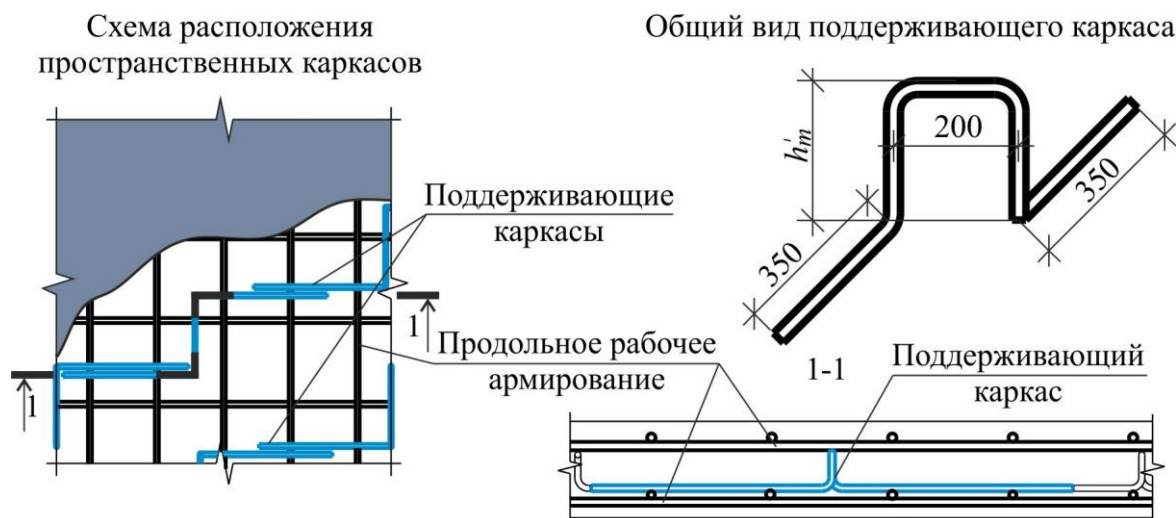


Рисунок 10 – Схема расположения и общий вид пространственных каркасов

Вводилось 696 стержневых конечных элементов арматуры и 224 треугольных конечных элемента бетона. Узлы конечноэлементной модели совмещались в плане плиты с узлами арматурной сетки избыточной структуры. В таблице представлены сведения о варьируемых параметрах и результатах оптимизации. На рисунке 11 показаны арматурные стержни, распределенные по варьируемым параметрам, и оптимизированная схема продольного рабочего армирования.

Таблица – Данные о выборе значений параметров пятиугольной плиты

№ параметра	Параметр	Размерность	Допустимые значения варьируемых параметров	Результат оптимизации
1	Толщина плиты	мм	120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 260	180
2	Класс бетона	-	B20, B25, B30, B40, B50, B60	B25
3	Класс арматуры	-	A300, A400, A500	A300
4	Диаметр арматуры	мм	6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 22	6
5				6
6				6
7				6
8				6
9				6
10				6
11				6
12				22
13			0, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20	0
14			6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 22	8
15				6
16				6
17				6
18				6
19				6
20				6
21				20
22				6
23			0, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20	0

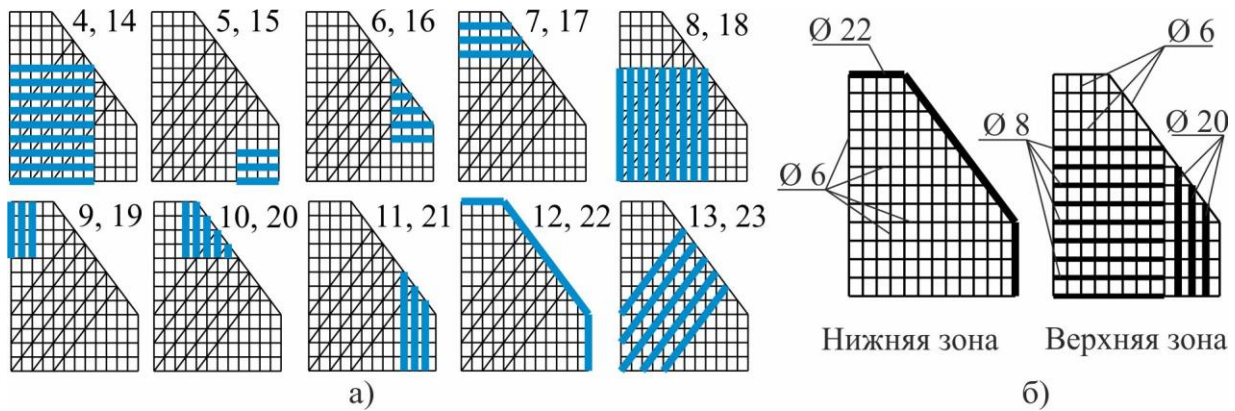


Рисунок 11 – Расположение арматурных стержней для параметров 4-23 на избыточной арматурной сетке (а) и схема армирования, полученная в результате оптимизации (б): параметры 4-13 – для нижней зоны плиты, 14-23 – для верхней зоны

Было выполнено 700 итераций. В итерациях 209-514 величина C изменилась менее чем на 0,01 %, а в итерациях 515-700 состояние параметров для наилучшего варианта конструкции не корректировалось (рисунок 12).

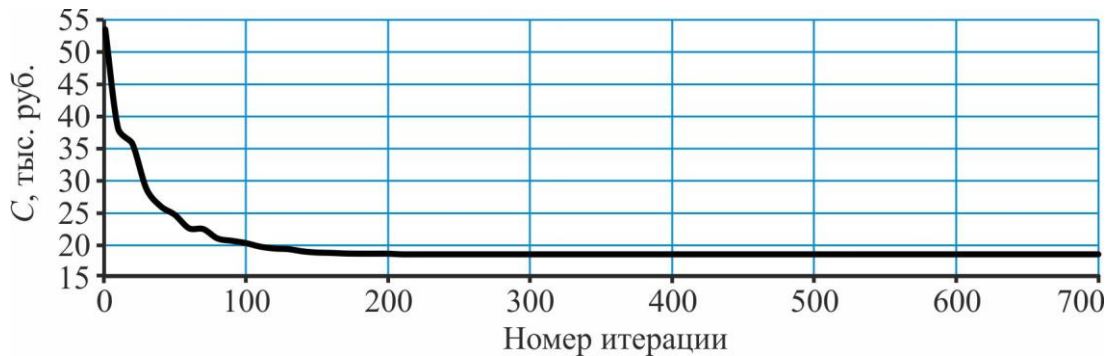


Рисунок 12 – Изменение значения целевой функции в ходе 700 итераций эволюционного алгоритма

Наименьшая сметная себестоимость объекта составила 18 603 руб. При этом ограничения 4-7 для полученной конструкции были удовлетворены, что позволило завершить общий вычислительный процесс.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В диссертации представлены новые научные и практические результаты по разработанным методикам и алгоритмам эволюционной оптимизации железобетонных плит с комплексным выбором структур армирования и значений параметров, а также по полученным с использованием этих средств конструирования рациональным проектным решениям.

1. Разработан алгоритм для расчета железобетонных плит методом конечных элементов, позволяющий учитывать физически нелинейную работу бетона и арматуры, дискретность армирования, возможность образования поперечных трещин в бетоне. Методология расчета основана на решении нелинейной задачи методом переменных параметров упругости.

2. Построены схемы описания напряженно-деформированного состояния бетона с помощью многослойной модели при представлении арматуры в виде стержней, работающих на растяжение-сжатие. На стадии до образования трещин

в бетоне реализуется методология описания деформаций железобетонных систем Н.И. Карпенко. Предложена методика использования концепции В.И. Мурашева для учета работы бетона между трещинами применительно к сложному напряженному состоянию плитных конструкций.

3. Выведены зависимости для аппроксимации перемещений в треугольном конечном элементе плит на основе предельной схемы конечноэлементного анализа, обеспечивающей сходимость метода конечных элементов согласно расширенной трактовке принципа кусочного тестирования Айронса. Предложены методики решения физически и конструктивно нелинейной задачи для плит с односторонними опорными связями, задачи о деформациях железобетонных плит на двухпараметрическом основании П.Л. Пастернака.

4. Разработан алгоритм оптимизации железобетонных плит с ненапрягаемой арматурой по критерию минимума сметной себестоимости конструкции на множествах структур армирования, толщин плит, классов бетона и арматуры, диаметров арматурных стержней. Поиск осуществляется с помощью эволюционного моделирования. Расчеты показывают, что для решения задачи оптимизации плит в представленной эволюционной процедуре требуется выполнить 500-700 итераций.

5. Предложена методика решения задачи оптимального проектирования плит с учетом возможности запроектных воздействий, выражающихся в мгновенном устранении части внутренних или внешних связей.

6. Получены конструктивные решения по схемам армирования и значениям параметров железобетонной плиты перекрытия полукруглого эркера, двух балконных плит, фрагмента пола на грунтовом основании, фрагмента перекрытия в монолитном каркасе здания с самонесущими кирпичными стенами.

Перспективы дальнейшей разработки темы. Дальнейшие исследования будут направлены на разработку методик оптимального проектирования предварительно напряженных железобетонных плит с выбором сил преднапряжения и учетом многовариантности нагружения.

СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ АВТОРОМ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

Статьи, опубликованные в изданиях, рекомендованных ВАК РФ:

1. Серпик, И. Н. Оптимизация железобетонных плит с использованием генетического алгоритма / И. Н. Серпик, К. В. Муймаров, С. Н. Швачко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2015. – № 1. – С. 30–36. (7 с. / 2,5 с. автора)

2. Серпик, И. Н. Оптимальное проектирование железобетонных полов на грунтовом основании / И. Н. Серпик, К. В. Муймаров, С. Н. Швачко // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 42, № 2. – С. 23-32. (10 с. / 4 с. автора)

3. Серпик, И. Н. Алгоритм расчета и экспериментальное исследование деформаций железобетонных плит с односторонними опорными связями / И. Н. Серпик, К. В. Муймаров, С. Н. Швачко // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2017. – Т. 71, № 2. – С. 99-109. (11 с. / 4 с. автора)

4. Серпик, И. Н. Анализ деформирования железобетонных плит с учетом дискретности арматуры и физической нелинейности / И. Н. Серпик, К. В. Муймаров, С. Н. Швачко // Научное обозрение. – 2014. – № 8. – С. 70–75. (6 с. / 2 с. автора)

Статья, опубликованная в издании, индексируемом в базе SCOPUS:

5. Serpik, I. N. Optimization of reinforced concrete slabs on discrete sets of design parameters / I. N. Serpik, S. N. Shvachko, K. V. Muimarov // International journal of applied engineering research. – 2016. – Vol. 11, № 5. – P. 3304-3308. (5 с. / 2 с. автора)

Статьи, опубликованные в других изданиях:

6. Муймаров, К. В. Исследование влияния группировки арматурных стержней на сходимость алгоритма эволюционной оптимизации железобетонных плит / К. В. Муймаров // Строительная наука – XXI век: теория, образование, практика, инновации северо-арктическому региону: материалы международной научно-технической конференции. – Архангельск, 2015. – С. 261-267.

7. Муймаров, К. В. Оптимизация железобетонных плит с учетом возможности запроектных воздействий / К. В. Муймаров, И. Н. Серпик, С. Н. Швачко // Теория и практика расчета зданий, сооружений и элементов конструкций. Аналитические и численные методы: материалы международной научно-практической конференции. – М., 2015. – С. 218-224. (6 с. / 3 с. автора)

8. Муймаров, К. В. Отработка вопросов экспериментального исследования работы железобетонных плит при локальном нагружении / К. В. Муймаров, И. Н. Серпик, С. Н. Швачко // Материалы II Брянского Международного инновационного форума «Строительство-2016». – Брянск, 2016. – С. 273-277. (5 с. / 2,5 с. автора)

9. Серпик, И. Н. Конечно-элементное моделирование деформаций железобетонных плит / И. Н. Серпик, С. Н. Швачко, К. В. Муймаров // Проблемы инновационного биосферно-совместимого социально-экономического развития в строительном, жилищно-коммунальном и дорожном комплексах: материалы 3-й международной научно-практической конференции. – Брянск, 2013. – С. 380-383. (4 с. / 1,3 с. автора)

10. Серпик, И. Н. Расчет железобетонных плит с учетом образования трещин / И. Н. Серпик, К. В. Муймаров, С. Н. Швачко // Актуальные проблемы городского строительства: сборник трудов международной научно-технической конференции. – Пенза, 2013. – С. 413-418. (6 с. / 2,5 с. автора)

11. Серпик, И. Н. Оптимизация железобетонных плит сложной формы с учетом физически-нелинейной работы конструкции / И. Н. Серпик, К. В. Муймаров // Архитектура, градостроительство, историко-культурная и экологическая среда городов центральной России, Украины и Беларуси: материалы международной научно-практической конференции. – Брянск, 2014. – С. 191-196. (6 с. / 3 с. автора)

Монография:

12. Серпик, И. Н. Оптимизация железобетонных конструкций на основе эволюционного поиска / И. Н. Серпик, И. В. Мироненко, К. В. Муймаров, С. Н. Швачко. – Брянск, 2018. – 200 с. (200 с. / 45 с. автора)

Подписано в печать 02.07.2019. Формат 60×90/16.

Усл. печ. л. 1,0 Тираж 100 экз. Заказ №

Отпечатано в Брянском государственном инженерно-технологическом университете