

23.01
94

контрольный
экземпляр

МОСКОВСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ им. В.В.КУЙБЫШЕВА

На правах рукописи

УДК 624.073.72

ИВАШЕНКО Юлий Алексеевич

БЕЗРИГЕЛЬНЫЕ СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ОДНО- И МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

05.23.01. Строительные конструкции

А в т о р е ф е р а т
диссертации на соискание ученой степени
доктора технических наук

Челябинск - 1989

07И

Работа выполнена в Челябинском политехническом институте им. Ленинского комсомола.

Официальные оппоненты: - доктор технических наук
Расторгуев Б.С.;
- доктор технических наук
Жуковский Э.З. ;
- доктор технических наук
Малашкин Д.Н.

Ведущая организация: - Центральный научно-исследовательский
и проектный институт комплексной
реконструкции исторических городов
(г.Москва).

Защита состоится " _____ " _____ 1989 г. в _____ час.
на заседании Специализированного Совета Д 053.И.01 при Московском
инженерно-строительном институте им. В.В.Куйбышева по адресу:
ИЗИИ4, г. Москва, Шлюзовая наб., д. 8 в ауд. _____.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке института.

Просим Вас принять участие в защите и направить Ваш отзыв по
адресу: 129337, -г. Москва, Ярославское ш., д. 26, МИСИ им.
В.В.Куйбышева, Ученый совет.

Автореферат разослан " _____ " _____ 1989 г.

Ученый секретарь
Специализированного Совета
канд. техн. наук, доцент

А.К.Фролов

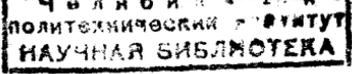
Актуальность темы, ее обоснование и связь с координационными планами и программами. Направление на интенсификацию экономического, социального развития и ускорение научно-технического прогресса, принятые на XXVI и XXVII съездах КПСС, связаны с решением ряда проблем в строительном производстве. Выполненное автором исследование направлено на решение одной из этих проблем - повышение эффективности сборных железобетонных конструкций одно- и многоэтажных зданий широкого назначения.

Раскрывая содержание этой проблемы, необходимо отметить, что применением сборных конструкций решается важнейшая задача повышения индустриальности и качества в строительстве. Однако сокращение расхода бетона и арматуры применением разрезных сборных конструкций достигается очень редко. Известно, что развитие сборных несущих систем одно- и многоэтажных зданий шло в направлении снижения их статической неопределенности, а в связи с этим утрачивались такие преимущества неразрезных систем, как повышенная несущая способность, пространственная жесткость, более целесообразное распределение и использование материалов, а также надежность при случайных повреждениях одного из элементов систем. Это было обусловлено тем, что осуществление шарнирного соединения сборных элементов в несущую систему значительно проще. При применении высокопрочной арматуры трудности создания неразрезных систем существенно возрастали, так как приходилось выполнять бесшарнирные соединения. Это усложняло конструкции и увеличивало трудоемкость их изготовления. Возрастала степень ответственности этих соединений, так как их способность воспринимать усилия, а также их деформативность могли влиять на несущую способность и деформативность конструктивных систем зданий в целом. Однако положительные качества неразрезных систем, собираемых из сборных элементов, заставляли задуматься над тем, чтобы преодолеть трудности, связанные с их проектированием и производством.

Поэтому актуальным являлось решение таких задач:

- установить рациональные схемы разрезки несущих систем зданий на сборные крупногабаритные элементы, которые по возможности меньше снижали бы степень их статической неопределенности, обеспечивали повышение индустриальности строительства и рациональное использование транспортных средств и подъемных механизмов;

- разработать конструкции узлов соединения сборных элементов, включая болтовые соединения и применение высокопрочной арматуры, обеспечивающих полное или частичное восстановление статической неопределенности, утраченной разрезкой несущей системы на сборные элементы.



Эти задачи в работе автора решались созданием безригельных систем одно- и многоэтажных зданий (рис. 1) на основе принципа повышения степени статической неопределенности с разработкой комплекса вопросов конструкторского, расчетно-теоретического и технологического характера.

С повышением статической неопределенности сборных железобетонных несущих систем меняются условия работы бетона в их элементах. Это можно показать на примере простой конструктивной статически-неопределимой системы, изображенной на рис. 2в. Проанализируем особенности стесненного деформирования бетона стойки в этой системе по сравнению с его свободным деформированием вне системы. Допустим, что в фиксированный момент времени t , отсчитывая от начала нагружения, происходит за время Δt приращение внешней нагрузки ΔF , которое дает приращение усилия ΔN_1 , действующего в податливом узле соединения консоли с железобетонной стойкой. Скорость деформирования бетона стойки запишется в виде следующего выражения и будет являться функцией скорости изменения усилия N_1 в фиксированный момент t :

$$d\varepsilon_b/dt = \frac{dN_1/dt}{E_b A_b} \cdot \frac{1}{1 + A_s E_s / A_b E_b} = f(dN_1/dt).$$

Величину усилия N_1 найдем из уравнения метода сил, рассматривая его как неизвестную в основной системе. Тогда скорость деформирования бетона стойки определится выражением:

$$d\varepsilon_b/dt = \frac{\Delta_{1F}(dF/dt)}{A_b E_b (\delta_{11,c} + \delta_{11,k} + \delta_{11,y})} \cdot \frac{1}{1 + A_s E_s / A_b E_b},$$

где $\Delta_{1F}(dF/dt)$ - функция скорости внешнего нагружения; $\delta_{11,k}$; $\delta_{11,c}$; $\delta_{11,y}$ - перемещения в основной системе от деформаций консоли, стойки и узла их соединения. Скорость деформирования бетона стойки вне системы и при отсутствии арматуры запишется в следующем виде:

$$d\varepsilon_b/dt = \frac{dF/dt}{E_b A_b}.$$

Из сопоставления этих формул видно, что на изменение скорости $d\varepsilon_b/dt$ влияют количество арматуры, деформативные свойства консоли и стойки, податливость узла их соединения, а также скорость внешнего нагружения. Развитие нелинейных свойств бетона, включая ползучесть, а также трещинообразование, приведут дополнительно к изменению скорости $d\varepsilon_b/dt$. При этом на это изменение окажет влияние режим внешнего нагружения, рассматриваемый как изменение значений dF/dt в моменты t процесса нагружения.

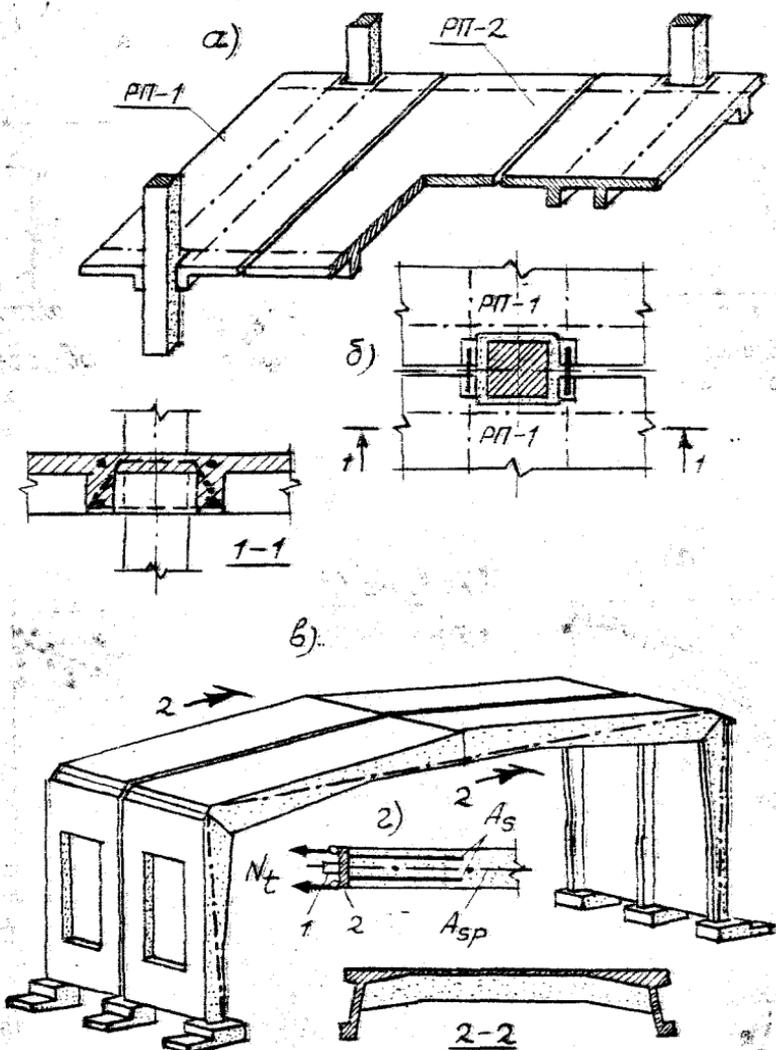


Рис. I. Безригельная система многоэтажного здания (а), узел соединения панели с колонной (б) и безригельная система одноэтажного здания (в): -.-.- положение основной рабочей арматуры.

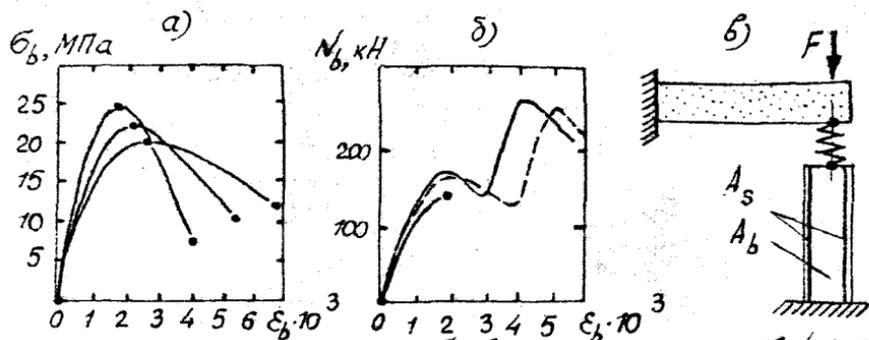


Рис.2. Трансформирование диаграмм $\sigma_b \sim \epsilon_b$ а) при различных $d\sigma_b/dt = \text{const}$; б) при изменении режима dF/dt внешнего нагружения вжатых армированных элементах; в) статически неопределимая система.

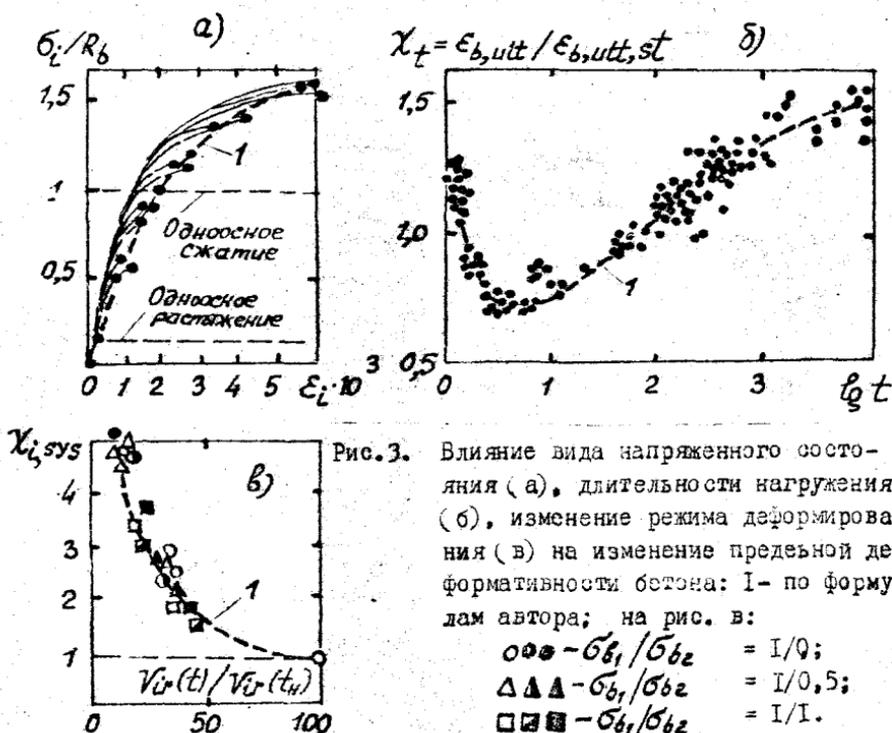


Рис.3. Влияние вида напряженного состояния (а), длительности нагружения (б), изменения режима деформирования (в) на изменение предельной деформативности бетона: 1- по формулам автора; на рис. в:

- ooo - $\sigma_{b1} / \sigma_{b2} = 1/0$;
- ΔΔΔ - $\sigma_{b1} / \sigma_{b2} = 1/0,5$;
- - $\sigma_{b1} / \sigma_{b2} = 1/1$.

Имеющиеся в литературе экспериментальные исследования бетона при разных скоростях деформирования (например, опыты Ч.Раши) показывают, что при изменении скорости деформирования трансформируется диаграмма ($\epsilon_y \sim \epsilon_x$). Под этим понятием понимается изменение величины максимального напряжения, длины и наклона нисходящего участка диаграммы, а также величины предельной деформации бетона (рис. 2а). Трансформация происходит также при изменении режима внешнего нагружения (рис. 2б). При этом необходимо отметить, что систематических исследований бетона при различных переменных скоростях деформирования как для одно-, так и двухосного напряженных состояний не проводилось. Последнее крайне важно для совершенствования методов расчета плитных элементов статически неопределимых систем, когда трансформирование диаграмм ($\epsilon_y \sim \epsilon_x$) будет происходить по направлениям (f) развития деформаций. Не исследован вопрос о возможности использования диаграммы бетона с нисходящим участком для оценки его длительной прочности в конструкциях.

В связи с вышеизложенным актуальным является решение следующих конструкторских и экспериментально-теоретических задач, определяющих основную цель исследований:

1) разработка сборных несущих систем одно- и многоэтажных зданий и их узлов с повышенной степенью статической неопределимости (безригельных систем);

2) экспериментальное и теоретическое исследование напряженно-деформированного и предельного состояний безригельных систем одно- и многоэтажных зданий, решение технологических задач изготовления и монтажа конструкций, анализ их эффективности и внедрение в практику строительства зданий различного назначения;

3) разработка метода расчета безригельных конструкций зданий как пластинчато-стержневых систем с податливыми узлами, учитывая трансформирование диаграмм бетона с нисходящим участком.

Исследования и разработки проводились в соответствии: со сводным координационным планом Государственного Комитета по науке и технике Совета Министров СССР важнейших научно-исследовательских работ по бетону и железобетону на 1981-1985 гг. (раздел УП, подраздел 3); с координационным планом ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР "Расчет крупнопанельных, каркаснопанельных и кирпичных жилых и общественных зданий, возводимых в обычных условиях" на 1975-1980 гг. (п.10); с директивным планом сотрудничества стран-членов СЭВ при проведении научных и технических исследований на 1981-1985 гг. по теме 5.6

"Совершенствование методов расчета плоскостных и стержневых железобетонных элементов и систем из них при одноосном и сложном напряженном состоянии с учетом длительной и повторной нагрузки", подисследования 5.6.1.1.(2), 5.6.1.3.(2); с программой Госстроя СССР на 1981-1985 гг. по решению отраслевой научно-технической проблемы 0.55.16.031 "Развить и усовершенствовать основы теории расчета и комплексной оценки несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности бетонных и железобетонных конструкций с учетом статических, динамических и повторных нагрузок, а также воздействий окружающей среды и внедрить их в практику проектирования" (задание 03.02, разделы С1В1, С1В3); с межвузовской целевой комплексной программой "Длительное сопротивление бетонных и железобетонных конструкций" на 1981-1985 гг. Минвуза УССР (задание 05.17 - "Изучить влияние быстроснабжающей ползучести на работу плитных и стержневых конструкций при разовом нагружении").

Автор защищает:

- безригельные конструкции одно- и многоэтажных зданий, их экспериментальные исследования, включая исследования узлов соединения сборных элементов;

- данные об экономической эффективности безригельных конструкций и результаты их внедрения;

- метод расчета безригельных конструкций, рассматриваемых как статически-неопределимые пластинчато-стержневые системы с податливыми узлами, включая экспериментальные и теоретические исследования конструкций и их узлов, а также исследования трансформирования диаграмм бетона с нисходящим участком в условиях одноосного и плоского напряженных состояний.

Научную новизну составляют следующие результаты, полученные автором:

- развитие направления в конструировании сборных несущих систем одно- и многоэтажных зданий (безригельных конструкций), в соответствии с которым разрезка систем производится на крупногабаритные элементы с возможно меньшей потерей статической неопределимости, а объединение их в систему осуществляется с помощью узлов, увеличивающих степень статической неопределимости;

- узлы безригельных конструкций, включая болтовые соединения, а также способ передачи растягивающих усилий с высокопрочной предварительно-напряженной арматуры на закладные детали узлов, основанный

на частичном заанкеривании арматуры с помощью обжимных гильз и сцеплении анкерных стержней закладных деталей с бетоном;

- данные об экономической эффективности безригельных конструкций одно- и многостажных зданий, представляющих новые объекты (А.С. 903503 СССР и 876899 СССР);

- экспериментальные и теоретические исследования, на основе которых уточняется представление о процессах деформирования и разрушения бетона в статически-неопределимых системах, включающее установление влияния переменных скоростей нагружения и деформирования бетона на трансформирование его диаграмм с нисходящим участком и изменение предельной деформативности при одноосном и плоском напряженных состояниях на разработанных устройствах (А.С. 953509);

- метод прогнозирования в статически-неопределимых системах предельной деформативности бетона и скорости его деформирования с учетом предшествующей истории нагружения, включая влияние продольного армирования;

- экспериментальные и теоретические исследования узлов соединения сборных элементов конструкций, устанавливающие влияние длительности и режима нагружения, а также конструктивных особенностей узлов, на их податливость;

- метод расчета безригельных конструкций, рассматриваемых как пластинчато-стержневые статически-неопределимые системы с податливыми узлами, учитывающий трансформирование диаграмм бетона с нисходящим участком при определении текущего напряженно-деформированного и предельного состояний от воздействия различных режимов внешнего нагружения;

- анализ влияния податливости узлов и режима нагружения на перераспределение усилий в стержневых и плитных элементах, а также общую несущую способность исследуемых безригельных конструкций.

Степень обоснованности научных положений, выводов и рекомендаций. Научные положения, предложенные для описания процессов деформирования и разрушения бетона в конструкциях, для разработки метода определения податливости узлов соединения сборных железобетонных элементов, для разработки методов расчета безригельных систем обоснованы путем анализа имеющихся и новых экспериментальных данных. Полученные при этом выводы и рекомендации качественно и количественно согласуются с экспериментальными результатами автора и других исследователей.

Достоверность теоретических и экспериментальных результатов подтверждается следующими положениями: 1) исходные предпосылки не противоречат современным представлениям о физической сущности исследуемых процессов и подтверждаются существующими и новыми экспериментальными данными; 2) теоретические результаты на первом этапе исследований сопоставлены с результатами испытания опытных образцов бетона, монолитных и сборных узлов, а на втором этапе - с результатами испытаний натуральных конструкций, моделей и фрагментов конструктивных систем; 3) сопоставление показало удовлетворительное качественное и количественное совпадение результатов; 4) результаты, вытекающие из теоретических положений, обобщают имеющиеся в литературе экспериментальные данные, основываясь на методически едином представлении.

Практическое значение и внедрение результатов.

Разработка конструктивных решений безригельных систем и их узлов, технологическая апробация конструкций, а также создание методов расчета, позволяют при внедрении в практику строительства одно- и многоэтажных зданий различного назначения получить экономический эффект за счет снижения материалоемкости, трудоемкости и повышения индустриальности.

Предлагаемый метод расчета безригельных систем имеет общий характер, поскольку применим к расчету различных как сборных, так и монолитных конструктивных систем. Метод учитывает особенности сопротивления бетона в статически-неопределимых конструкциях и позволяет определять временной ресурс и длительную прочность с учетом влияния различных режимов внешнего нагружения.

Сформулированный принцип повышения статической неопределимости конструктивных систем, а также разработанные конструкции узлов, позволяют проектировать эффективные несущие системы зданий различного назначения.

Полученные результаты использовали следующие организации:

- САО ВНИИПИ Энергопром (г. Алма-Ата) при разработке проектной документации для строительства здания СБК ТЭЦ в г. Рудном;
- Главкустанайстрой (г. Кустанай) при изготовлении элементов безригельного каркаса многоэтажного здания и строительстве здания СБК ТЭЦ в г. Рудном;
- Оргтехстрой Главжуралстроя (г. Челябинск) при разработке рабочей документации здания цеха арматурной сетки на заводе ЖБИ-1 в г. Кургане;

- ГПИ Кустанайгорсельпроект (г. Кустанай) при разработке проектной документации школ и детских яслей-садов (г. Кустанай);
- ГлавКиевоблстрой (г. Киев) при разработке документации для строительства многоэтажных зданий различного назначения;
- Госплан СССР (письмо № ДВ-356/20-563) и Минвуз СССР (письмо № 90-27-16 от 30.01.84 г.), рекомендуя Минтяжстрой включить в проект Государственного плана экономического и социального развития СССР на 1985 г. облегченный каркас одноэтажного здания;
- Главное управление ВУЗами МВ и ССО СССР (письмо № 96-07-817/198 от 21.09.83 г.) при передаче странам-членам СЭВ научно-технического отчета под номером гос. регистрации 0283.0036990 о разработке безригельной конструкции многоэтажного здания;
- НИИСК Госстроя СССР (г. Киев) при составлении Методических рекомендаций по расчету нормальных сечений железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона;
- НИИЖБ Госстроя СССР (г. Москва) при составлении проекта Пособия по расчету статически-неопределимых железобетонных конструкций;
- кафедра железобетонных и каменных конструкций ЧПИ им. Ленинского комсомола при проведении НИР аспирантами^{*}, студентами, а также в дипломном проектировании и при чтении лекций по курсу Железобетонные конструкции.

Апробация работы. Экспериментальные и теоретические исследования по теме диссертации докладывались и обсуждались на:

- тематической встрече "Изготовление и внедрение в строительное производство ограждающих конструкций на основе стального профилированного листа и легких утеплителей", г. Москва, ВДНХ СССР, 5 сентября 1977 г.;
- научном семинаре кафедры Железобетонных конструкций Московского инженерно-строительного института им. В.В.Куйбышева, г. Москва, МИСИ, 7 апреля 1980 г.;
- совещании секции теории железобетона Совета по координации НИР в области бетона и железобетона Госстроя СССР "О методах учета нисходящей ветви диаграммы напряжение-деформация в расчетах бетонных и железобетонных конструкций", г. Ростов-на-Дону, РИСИ, 23-24 июня 1980 г.;
- республиканской научно-технической конференции при участии секции теории железобетона научно-координационного Совета по бето-

^{*}) Н.Р.Габбасов, М.К.Палкия, А.Д.Лобанов, С.И.Демаков.

ну и железобетону Госстроя СССР "Длительное сопротивление бетонных и железобетонных конструкций", г. Одесса, ОИСИ, 21-23 апреля 1981 г.;

- совещании исполнителей межвузовской целевой комплексной программы "Длительное сопротивление бетонных и железобетонных конструкций", г. Николаев, филиал ОИСИ, 25-26 октября 1983 г.;

- 41-й научно-технической конференции Сибирского автомобильно-дорожного института им. В.В.Куйбышева, г. Омск, 27 февраля 1981 г.;

- всесоюзном координационном совещании на тему: "Учет физической и геометрической нелинейности в расчетах железобетонных стержневых статически-неопределимых конструкций", г. Ростов-на-Дону, РИСИ, 13-17 мая 1985 г.;

- совещании представителей стран-членов СЭВ по подведению итогов исследований за 1981-1985 гг. по теме: "Совершенствование методов расчета плоскостных, стержневых железобетонных элементов и систем из них при одноосном и сложном напряженных состояниях с учетом длительной и повторной нагрузок", г. Кишинев, 13-17 октября 1985 г.;

- всесоюзном координационном совещании по теме: "Прочность сжатых железобетонных элементов с высокопрочной арматурой", г. Свердловск, 26-27 сентября 1986 г.;

- комиссии по ползучести и усадке бетона при секции теории Научно-координационного Совета в области бетона и железобетона Госстроя СССР, г. Харьков, 25-26 ноября 1986 г.;

- областной научно-технической конференции по теме: "Совершенствование железобетонных конструкций для промышленного и гражданского строительства и технологии их изготовления на Среднем Урале", г. Свердловск, 5-6 мая 1988 г.;

- координационном совещании "Длительное сопротивление бетонных и железобетонных конструкций" комиссии при секции теории железобетона научно-координационного Совета по бетону и железобетону Госстроя СССР (г. Одесса, ОИСИ, 11-13 мая 1989 г.).

Конструкции апробированы при изготовлении сборных элементов на заводах ЖБИ, при проектировании различных зданий, а также монтаже опытных фрагментов и многоэтажного здания.

Публикация. Результаты выполненных по теме диссертации исследований опубликованы в 33 работах, включая три авторских свидетельства на изобретения и тезисы научных конференций и совещаний.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, пяти глав, основных выводов, библиографического списка и приложения, в котором представлены документы о внедрении результатов исследований.

Общий объем диссертации составляет 436 страниц и включает машинописного текста 271 стр., рисунков 70, таблиц 15, библиографию из 371 наименований и приложение на 19 стр.

СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении обоснована актуальность проблемы, сформулирована цель работы и определены ее задачи. Дан перечень результатов, полученных автором. Показана связь проведенных исследований с координационными и директивными документами и программами.

В первой главе описываются разработанные безригельные конструкции одно- и многоэтажных зданий, приводятся их технико-экономические показатели, методика экспериментальных исследований и результаты испытания узлов и фрагментов несущих систем.

Анализируя современное состояние конструкторских разработок в направлении совершенствования конструкций зданий, отмечается, что в практике проектирования многоэтажных зданий производственного и административно-общественного назначения наиболее широко применяются каркасная и каркасно-панельная системы. В то же время имеются предложения по вовлечению элементов перекрытия в пространственную работу (Айвазов Р.Л., Байков В.Н., Фролов А.К., Шилов Е.В.), а также предлагаются конструкции, в которых ригель и плита перекрытия объединены в один монтажный элемент, размеры которого совпадают с размерами сетки колонн (в публикациях Васильева А.П., Крамаря В.Г., Жака С.М., Дорохова А.А., Калманюка А.С., Гуалиани Г.).

В направлении совершенствования одноэтажных производственных зданий в основном применяется каркасная система, но также наблюдается тенденция к укрупнению конструкций покрытия: КЖС, 2Т, П-образные, коробчатые, пространственные из гибких предварительно-напряженных пластин). При этом используется шарнирное соединение сборных элементов. В практике проектирования каркасных систем одноэтажных зданий имеются разработки (приведены в статьях Бердичевского Г.И., Кравченко В.А., Докудовского С.И., Онищенко Н.Е., Першакова В.Н., Муравьева Ю.А., Лонга П.), в которых применяются рамные соединения стержневых элементов, передающие изгибающий момент. В направлении создания панельно-складчатых систем одноэтажных зданий с узлами, воспринимающими изгибающий момент, имеется разработка Бартенева В.С., Воронова В.И.

Эти конструкции имеют определенные достоинства, однако их эффективность снижается по ряду причин: применение для многоэтажных зданий учащенной (по сравнению с 6х6 м) сетки колонн; применение

трудно транспортируемых сборных элементов размером 6x6 м, 7,5x7,5 м; сложные и металлоемкие соединения арматуры в узлах, где действуют максимальные усилия; применение для одноэтажных зданий шарнирных соединений крупноразмерных конструкций; при наличии напрягаемой высокопрочной арматуры в стержневых системах имеются технологические трудности, связанные с изготовлением литых закладных деталей, высокопрочных болтов и высадкой анкерующих головок на высокопрочной арматуре.

Следуя принципу повышения степени статической неопределенности несущей системы в целом, автором диссертации предложены безригельные системы, которые позволяют повысить экономическую эффективность сборных конструкций одно- и многоэтажных зданий (рис. I).

Несущая система многоэтажного здания состоит из колонн и двух типоразмеров ребристых панелей РР-1 и РР-2. Панель РР-1 имеет узловое соединение ее продольных и поперечных ребер с колоннами. Панель РР-2 опирается на РР-1 в местах примыкания ребер. После соединения арматуры ребер панелей РР-1 и РР-2, включая соединение РР-1 с колонной, а также замоноличивания всех швов, образуется плоское ребристое перекрытие с ребрами в двух взаимно перпендикулярных направлениях, передающими изгибающий момент на колонны. Предусмотрено также вместо наружных колонн применение панелей ограждения с несущими ребрами. При действии значительных горизонтальных нагрузок несущая система дополняется вертикальными диафрагмами жесткости. Панели РР-1 и РР-2 могут быть выполнены предварительно-напряженными в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Разработаны узлы, допускающие ортогональное расположение панелей (рис. Iб). Эффективность системы достигается совместной и пространственной работой всех элементов с возникновением распора в плоскости перекрытия. По сравнению с конструкциями типовой серии I/020 безригельная система дает экономию стали 17,6 %, цемента 12,8 % и снижение трудоемкости на 16...30 %.

В направлении создания эффективных конструкций одноэтажных зданий разработана стержневая предварительно-напряженная система с узловым соединением элементов, воспринимающим изгибающий момент. Напряженная прямолинейная высокопрочная арматура занимает переменное положение по высоте сечения элементов в соответствии с распределением по длине изгибающих моментов. Безригельная конструкция была создана объединением двух таких смежных каркасов монолитной полкой (рис. Iв). Передача растягивающего усилия в узлах с напряжен-

ной арматуры на закладные детали осуществлялась за счет сил сцепления их анкерных стержней с бетоном и частичного заанкеривания этой арматуры в обжимных гильзах (рис. 1г). Эффективность системы достигается за счет применения крупноразмерных преднапряженных элементов, снижения величины максимальных моментов за счет соединения в узле напряженной арматуры, применения прямолинейного, но переменного ее положения по высоте сечения сборных элементов горизонтального и вертикального ограждений. По сравнению с панельно-складчатой системой, разработанной Бартеневым В.С., безригельная система дает экономию бетона на 35 % и стали на 30 %. В сравнении с балочно-стоечной системой кроме существенного снижения материалоемкости уменьшается трудоемкость в среднем на 50 %.

Для установления показателей прочности, трещиностойкости и деформативности испытывались основные узлы соединения сборных элементов и фрагменты несущих безригельных систем.

Узлы безригельной системы многоэтажного здания испытывались в монолитном и сборном вариантах. Сопоставление результатов испытания этих узлов показало, что существует различие в величинах краевых деформаций растянутой и сжатой зон, замеренных в двух взаимно перпендикулярных направлениях. В сборных узлах краевые деформации были больше, чем в монолитных в 1,9...7,0 раз в зависимости от направления. Было выявлено влияние швов замоноличивания, закладных деталей и сварочных напряжений на величину краевых деформаций. Податливость узлов от действия изгибающего момента M определялась в виде зависимости $\varphi = f(M/M_{max})$, где M_{max} — предельный момент, а φ — угол поворота, подсчитанный по краевым деформациям сжатой и растянутой зон узла. Ступенчатым нагружением с выдержками нагрузки установлено влияние длительности постоянно действующих моментов разного уровня $\zeta = M/M_{max}$ на увеличение податливости узлов. Сопоставлением податливости сборных узлов с монолитными аналогами получено для различных уровней ζ следующее соотношение:

$$\rho = \varphi_0^{мон} / \varphi_0^{сб} = \varphi_{ср}^{мон}(\theta_i) / \varphi_{ср}^{сб}(\theta_i) = 0,58 \dots 0,79, \quad (I)$$

где φ_0 — податливость при условно-мгновенном действии момента; $\varphi_{ср}(\theta_i)$ — податливость, нарастающая при $\zeta = const$ к моментам времени θ_i в пределах выдержки нагрузки.

Аналогично анализировалась податливость узлов от действия поперечных сил. При этом величина ρ по формуле (I) составила 0,58...0,72.

Испытаны два фрагмента безригельной системы многоэтажного здания размерами в плане 12х9 и 6х9 м, собранные из натуральных конструктивных панелей РИ-1, РИ-2 и колонн с фундаментами. Измерялись вертикальные перемещения различных точек панелей и их ребер, податливость узлов, деформации растянутой арматуры в узлах и элементах панелей. Нагружение прекращалось, когда деформация растянутой арматуры привела к состоянию ее текучести в одном ребре панелей. В этот момент в центре ячейки 6х6 м прогиб составил 50...57 мм (фрагмент № 1) и 66,5 мм (фрагмент № 2). Образовалась равномерная сетка трещин в плитных частях панелей РИ-1 и РИ-2, близкая к прямоугольной. Анализ распределения прогибов, при полученной системе трещин, показал, что она не может быть приведена к системе линейных и точечных пластических шарниров.

В безригельной системе одноэтажного здания испытаниями натуральных узлов для пролета 18 м устанавливалась податливость, схема разрушения, трещиностойкость, прочность, а также влияние обжимных гильз частичного заанкеривания в закладной детали узла напряженной высокопрочной арматуры на трещиностойкость и податливость. Получены данные о распределении деформаций в напрягаемой арматуре и в анкерных стержнях закладных деталей узла в зоне их взаимодействия. Узлы разрушались за счет текучести анкерных стержней в растянутой зоне после образования системы прямых и наклонных трещин. Уровень нагрузки, соответствующий моменту раскрытия допускаемой нормами ширины трещин, в проведенных испытаниях, составил $\eta = 0,45...0,64$. Установка обжимных гильз на высокопрочной арматуре увеличила трещиностойкость по моменту образования трещин в 1,75 раза и по ширине их раскрытия - в 1,4...2,1 раза. Податливость узла снизилась в 1,3...1,4 раза. Без установки обжимных гильз происходило взаимодействие высокопрочной арматуры с анкерными стержнями закладных деталей за счет сил сцепления с бетоном, который разделен трещинами на блоки. В этом случае для полной передачи растягивающих усилий необходима длина анкерных стержней $l_s = l_p + l_{an}$, где l_p и l_{an} - обозначения СНиП 2.03.01-84. С обжимными гильзами обеспечивалось совместное деформирование анкерных стержней и высокопрочной арматуры до начала ее смещения в обжимных гильзах. Анкерные стержни должны проектироваться в этом случае на часть растягивающего усилия, которое определяется после начала смещения высокопрочной арматуры в обжимных гильзах.

Испытано два натуральных каркаса одноэтажного здания пролетом 18 м, представляющих ребра безригельной системы с армированием ка-

натной арматуры, и модель этой системы пролетом 3 м с арматурой класса А-IV. Фактическое распределение изгибающих моментов по длине сборных элементов было определено по замерам деформаций соединительных деталей в растянутой зоне узлов и на основе определения плеча внутренней пары сил в узле. Достоверность такой методики проверена испытаниями отдельных узлов, описанных выше. В процессе испытания также измерялись углы поворота узлов и отдельных участков сборных элементов. На основе этого строились зависимости "податливость - изгибающий момент" для узлов и "кривизна - изгибающий момент" для отдельных участков. Особенности перераспределения изгибающих моментов состояли в том, что наблюдалось попеременное увеличение или уменьшение соотношения моментов в узлах к моментам на отдельных участках. При непрерывном росте кривизны и податливости узлов это приводило к трансформированию зависимостей $M \sim \varphi$ узлов и $M \sim 1/r$ отдельных участков сборных элементов: на графиках наблюдалось уменьшение момента при увеличении кривизны или податливости и влияние на этот процесс длительности выдержки ступеней внешней нагрузки, что связано с изменением скорости деформирования бетона в элементах систем. Вследствие переменного положения арматуры в сечениях сборных элементов зоны существенно пластического состояния образовались не в местах действия максимальных усилий.

Анализ результатов испытаний безригельных систем одно- и многоэтажных зданий показал, что необходимо проведение специальных экспериментально-теоретических исследований для разработки метода расчета этих систем. Это обусловлено влиянием режима нагружения на податливость сборных узлов и на деформирование отдельных участков сборных элементов, а также связано с изменением скорости деформирования бетона в их элементах. При этом схемы разрушения конструкций не показали явно выраженной системы линейных и сосредоточенных пластических шарниров.

Во второй главе рассматривается проблема нелинейности деформирования и разрушения бетона с позиции влияния на эти процессы переменных скоростей нагружения и деформирования.

При моделировании нелинейности деформаций бетона сложилось два направления. Одно направление характерно использованием функций, феноменологически описывающих нелинейность на восходящем и нисходящем участках диаграммы $\sigma_{bf} \sim \epsilon_{bf}$. К этому направлению относятся работы Столярова Я.В., Байкова В.Н., Карпенко Н.И., Ялина А.В., Гениева Г.А., Шкарбелиса К.К., Малашкина Ю.Н., Почтовика Г.Я., Попо-

за Н.Н., Мурашкина Г.В., Лейтеса Е.С., Бамбуры А.Н., Балавалдзе В.К., Червенка В., Талбота А., Граесата Н., Ямада И., Суидена М., Фармера Л., Феркузона П., Ванла Р., Шана С., Наамана А., Саенса Р., Поповица С., Дизая Р. и др. Второе направление основано на представлении о бетоне как нелинейном вязкоупругом материале. Связь между напряжениями и деформациями записывается в виде интегро-дифференциальных уравнений. К этому направлению относятся работы Арутюняна Н.Х., Прокоповича И.Е., Улицкого И.И., Бондаренко В.М., Гвоздева А.А., Васильева П.И., Работнова Ю.Н., Ржаницына А.Р., Александровского С.В., Харлаба В.Д., Серых Р.Л., Катина Н.И., Гольшева А.Б., Карпенко Н.И. и др. Работами Работнова Ю.Н., Москвитина В.В., Гвоздева А.А., Зайцева Ю.В. создано направление, в котором процесс деформирования рассматривается совместно с процессом накопления внутренних повреждений в структуре.

Анализ литературы свидетельствует о том, что общая теория деформирования бетона имеет развитый расчетный аппарат и большой опыт его применения. На основе использования зависимостей в виде функций решалась задача об определении несущей способности бетона после достижения максимальных напряжений с продолжением деформирования на нисходящем участке диаграммы (например, в работах Байкова В.Н., Додонова М.И., Складнева Н.Н., Гуци Ю.П., Панышина Л.Л., Бачинского В.Я., Чистякова Е.А., Лачанса Л. и др.). В качестве критерия применялась величина предельной деформации. Это позволило повысить точность расчетов и соответственно выявить резерв несущей способности железобетонных сжатых и изгибаемых стержневых элементов при кратковременном нагружении. Имеется решение задачи о трансформировании диаграммы одноосного сжатия бетона с нисходящим участком под влиянием длительности нагружения с использованием теории ползучести (Бондаренко В.М.).

Однако не решена проблема прогнозирования предельной деформации бетона и трансформирования его диаграмм с нисходящим участком для плоского напряженного состояния в рамках представления о бетоне как нелинейном упруговязком материале. Такой подход позволяет оценивать изменение скорости его деформирования в статически-неопределимых конструкциях и тем самым учесть при совершенствовании методов расчета особенности сопротивления бетона.

Изложенное выше послужило основанием для проведения теоретических исследований и постановки целенаправленных опытов с целью разработки общего подхода к оценке возможности использования несущ-

цей способности бетона, включая оценку длительного сопротивления, на нисходящем участке диаграммы в общем случае напряженного состояния с учетом влияния изменений скорости деформирования и режима нагружения.

В работе предлагается уточнить понятие "пределная деформативность" бетона. В связи с этим сформулированы следующие положения: несущая способность бетона в конструкциях исчерпывается, когда в процессе накопления повреждений структуры возникает неустойчивость (критическое состояние); этому состоянию соответствуют значения деформаций $\epsilon_{b, uet, j}$ (j - главные направления развития деформаций), совокупность которых принимается в качестве деформационного критерия разрушения; наступление критического состояния зависит от соотношения компонентов напряженного состояния, длительности действия этих компонентов и изменения скорости деформирования, обусловленного влиянием конструктивной статически-неопределимой системы на рассматриваемый элемент бетона.

В соответствии с этим записано выражение:

$$\epsilon_{i, uet} = \epsilon_{i, uet, sc} \cdot \chi_{i0} \cdot \chi_{i1} \cdot \chi_{i, sys} \quad (2)$$

где $\epsilon_{i, uet}$ - пределная интенсивность деформаций как трансформирующийся деформационный критерий; $\epsilon_{i, uet, sc}$ - интенсивность предельных деформаций, определяемая по осевым деформациям $\epsilon_{b, uet, j}$ для стандартных условий; χ_{i0} , χ_{i1} , $\chi_{i, sys}$ - функционалы, учитывающие соответственно влияние вышеназванных факторов. Выражение (2) определяет "поверхность предельного состояния" бетонной среды по деформациям. Когда точка с координатами, равными значениям деформаций ϵ_{bj} , выходит на поверхность (2), принимается, что несущая способность бетона исчерпана.

Аналитический вид функционалов в выражении (2) был установлен на основе модели бетона в виде статистически неоднородной структурной среды, элементы которой обладают ползучестью. Из общей совокупности структурных элементов выделялась совокупность дефектных элементов (СДЭ). Остальные элементы рассматривались как совокупность элементов оболочки (СЭО). Таким образом, неоднородная бетонная среда приводилась к двухкомпонентной среде. Предполагалось, что элементы структуры взаимодействуют между собой и с конструктивной системой. Используя представление о взаимодействии статистически большого числа элементов, принималось, что взаимодействие СДЭ и СЭО происходит на уровне статистически средних значений их механических характеристик.

Вводились понятия: конечный объем бетонной среды (КО) - рассматриваемый объем бетона, который с позиции структурного представления обладает целостными свойствами; жесткость несущей системы $B_{sys,j}$ в месте расположения КО - реакция системы на единичные взаимно-противоположные перемещения в месте расположения КО; функционал продольного стеснения деформаций - $\eta_{pi} = B_{sys,j}(t)/B_{bj}(t)$, где B_{bj} - жесткость КО бетона, t - длительность нагружения к моменту определения напряженно-деформированного состояния КО бетона и определения скоростей деформирования $d\epsilon_{bj}/dt(t_N \leq t \leq t_u)$, t_N - начало нагружения, t_u - момент разрушения.

Вид функционала χ_{sys} получен на основе предложенной автором концепции о взаимодействии элементов двухкомпонентной модели бетона между собой и с конструктивной системой. Взаимодействие рассматривалось по направлению j , с одной стороны, на уровне СДЭ и СЭО с конструктивной системой, с другой стороны, - КО бетона, обладающего целостными свойствами, с конструктивной системой.

В первом случае получена формула:

$$\chi_{sys,j} = \frac{1+B_{sys,j}(t)/B_{bj}(t_N)/\nu_{str}(t)}{1+\eta_{pi}(t_N)} = \epsilon_{bj} / \epsilon_{b,ver,j} \quad (3)$$

где $\nu_{str}(t) = B_{mj}(t)/B_{dj}(t)$; B_{mj} - жесткость СЭО, B_{dj} - жесткость СДЭ; η_{pi} - коэффициент продольного стеснения, определяемый на момент начала нагружения по формуле $\eta_{pi}(t_N) = B_{sys,j}(t_N)/B_{bj}(t_N)$.

Формула (3) показывает, что изменение величины предельной деформации бетона зависит от положения рассматриваемого КО бетона в конструктивной системе ($B_{sys,j}$ - меняется с изменением координат КО в системе и от направления j) и от дефектности структуры (ν_{str}).

При втором случае взаимодействия устанавливалась связь между изменением скорости деформирования и степенью продольного стеснения. Получена формула:

$$\frac{\nu_{pi}(t_N) : \nu_i(t_N)}{\nu_{pi}(t) : \nu_i(t)} = \frac{1+B_{sys,j}(t)/B_{bj}(t_N)/\nu_i(t)}{1+\eta_{pi}(t_N)} \quad (4)$$

где $\nu_i(t)$ - функционал снижения начальной жесткости $B_{bj}(t_N)$ КО бетона за счет накопления повреждений и проявления ползучести. Сравнивая (3) и (4), отбросившая $\nu_i = \nu_{str}$, получили зависимость:

$$\chi_{sys,j} = \frac{A_{cr}}{\nu_{pi}(t)/\nu_{pi}(t_N)}; \quad A_{cr} = \nu_i(t)/\nu_i(t_N) \quad (5)$$

В формулах (4) и (5): $\dot{\epsilon}_j$ - скорость деформирования КО бетона как эталонного образца вне конструктивной системы; $\dot{\epsilon}_{kj}$ - то же в конструктивной системе.

Обобщение зависимости (5) на общий случай напряженного состояния представлено в виде:

$$\chi_{i, sys} = \frac{A_{cr}^*}{\dot{\epsilon}_{cr}(t) / \dot{\epsilon}_{cr}(t_n)}, \quad (6)$$

где $\dot{\epsilon}_{cr}$ и A_{cr}^* - вычисляются по скорости интенсивности деформаций. Величина A_{cr}^* - рассматривается как параметр вязкого разрушения, определяемый на стандартных образцах. Знаменатель формулы (6) характеризует изменение скорости деформирования КО бетона по сравнению с его начальной величиной в конструктивной системе.

Вид функционала χ_{it} получен, рассматривая КО бетона с двух позиций. С одной стороны, с изменением длительности нагружения меняется вероятность накопления дефектов, с другой стороны, происходит перераспределение внутренних сил в структуре, поскольку СДЭ и СЭО обладают свойством ползучести. В связи с этим решалась задача о вероятности изменения предельной деформации бетона, полагая, что существует скорость разрушения дефектного элемента. Для решения этой задачи применялся аппарат математической статистики по определению вероятностей для крайних значений случайной величины. Перераспределение внутренних усилий в структуре бетонной среды анализировалось с использованием известной одноосной механической модели, имеющей реологические свойства, дополненной автором СДЭ. Обобщение полученных формул на общий случай напряженного состояния представлено ниже:

$$\begin{aligned} \epsilon_{i, uet}(t) &= [K_{din}(t) \cdot \epsilon_{i, uet, st} + \delta \cdot \epsilon_0(t - t_{st})] \cdot m(t); \\ m(t) &= [1 - 0,375 \exp(-37,5t/n_1)]; \\ K_{din}(t) &= \rho + q(t_{st}/t)^{\alpha_0}; \end{aligned} \quad (7)$$

где t_{st} - стандартное время нагружения, определяемое при эталонной скорости нагружения: $t_{st} = R_b / \sigma_b / dt$; δ , n_1 , ρ , q , α_0 - эмпирические коэффициенты.

Влияние вида напряженного состояния (функционал $\chi_{i\sigma}$) рассмотрено для случая двухосного нагружения, необходимого для расчета пластинчатого-стержневых конструкций. Решалась задача о получении условия прочности двухкомпонентной бетонной среды, на основе рассмотрения взаимодействия СДЭ и СЭО, имеющих различные значения осевых жесткостей и коэффициентов поперечных деформаций. Получено уравнение, в которое входит величина $\dot{\epsilon}_{scr}$. Показано, что изменение $\dot{\epsilon}_{scr}$

для момента разрушения ведет к трансформированию линии предельного состояния бетонной среды по напряжениям. При этом структурные изменения существенно влияют в области двухосного сжатия, практически не влияют в области двухосного растяжения и слабо влияют в области смешанных напряженных состояний. Переход к предельным деформациям осуществляется с использованием деформационных физических соотношений. Для практических расчетов получена эмпирическая зависимость на основе опытов автора, а также данных Яшина А.В., Бич П.М., Гвоздева А.А., Купфера Г.:

$$\epsilon_{i, \text{вет}, st} = \sigma_{i, \text{вет}, st} / 3\sigma_b + \beta(\sigma_{i, \text{вет}, st} / \sigma_{i, \text{вет}, st}^*), \quad (8)$$

в которой $\sigma_{i, \text{вет}, st}$, $\sigma_{i, \text{вет}, st}^*$ - предельные интенсивности напряжений соответственно для различных соотношений напряжений ($\sigma_{b1} \neq \sigma_{b2}$) и для равномерного двухосного сжатия ($\sigma_{b1} = \sigma_{b2}$); $\beta = 7,8 \cdot 10^{-3}$ - безразмерный коэффициент. Зависимость (8) используется совместно с формулой (7).

Решена задача о влиянии армирования на изменение предельной деформации бетона в условиях как одноосного, так и двухосного напряженных состояний. Рассматривалось две постановки: 1) взаимодействие элементов структурно-неоднородной ортогонально-армированной среды; 2) выделение арматуры как самостоятельного элемента конструктивной системы.

В первой постановке задача решена на основе анализа вероятности совпадения арматурных стержней с дефектными элементами бетонной среды по направлениям j . Это определило выражение для χ_{sj} , учитывающего влияние дисперсности армирования на изменение предельной деформации бетона. Влияние $M_{sj} = A_{sj}/A_b$ устанавливалось с использованием формулы (3), в которой принималось: $\beta_{svs, j} = \beta_s = A_{sj} E_s$, $\alpha_j = E_{sj} / \bar{E}_{sj} (\bar{t}_H)$, а также вводился коэффициент ψ_j , учитывающий упругие свойства арматуры путем сравнения величин $E_{s, \text{ал}}$ и $\epsilon_{b, \text{вет}, st}$.

Получена зависимость:

$$\chi_{sj} = \chi_{svs, j} = \frac{1 + \alpha_j M_{sj} \psi_j \bar{T}_{str}}{1 + \alpha_j M_{sj} \psi_j} \quad (9)$$

Результаты расчетов по зависимости (9) при $\bar{T}_{str} = 4,71$ сопоставлены с результатами испытаний центрально-сжатых армированных элементов, проведенных Васильевым А.П., Рискиным Б.Я., Шорниковой Г.И. Максимальные средние отклонения составляли $\pm 7,6 \dots 8,21$ %.

Зависимости для плоского напряженного состояния были выведены с использованием уравнения линии предельного состояния по напряже-

ниям бетонной двухкомпонентной среды, в которое подставлялась величина "фиктивного напряжения" в виде выражения:

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} \cdot \chi_{svs,j} + N_{ij} (\chi_{ij} \chi_{ij} - 1) \epsilon_{s,oe} E_s. \quad (10)$$

Полученное уравнение и деформационные физические соотношения для бетона позволяют учесть анизотропию развития деформаций и достижение предельных значений, обусловленную ортогональным армированием и изменением скорости деформирования по направлениям.

Во второй постановке задача о влиянии армирования на величину предельной деформации бетона решалась на основе анализа изменения скорости деформирования бетона. При этом арматура рассматривалась как самостоятельный элемент, создавший продольное стеснение.

Скорость деформирования $d\epsilon_{ij}/dt$, необходимая при вычислении $\chi_{svs,j}$ или $\chi_{i,svs}$, определялась с применением деформационных физических соотношений для бетона. Они записывались с использованием основных положений теории ползучести со следующими доработками:

1) учтено влияние истории режима предшествующего нагружения к моменту определения скорости $d\epsilon_{ij}/dt$; 2) учтены быстронарастающие деформации ползучести бетона, включая стадию интенсивного их развития к моменту разрушения.

Общая деформация бетона представлялась в виде суммы: $\epsilon_b = \epsilon_0 + \epsilon_{cp}$, где ϵ_0 - условно-мгновенная нелинейная деформация, ϵ_{cp} - деформация нелинейной ползучести. Для напряжения, которое достигло значения $\sigma_b(t_0)$ к моменту t_0 , отсчитывая от момента t_H , и остается постоянным, полная деформация определялась формулой:

$$\epsilon_b(t, T) = \frac{\sigma_b(t_0)}{E_b(t)} \cdot f_{stn}[\omega(t)] + \sigma_b(t_0) \cdot C(\theta, T) \cdot f_{stn}[\omega(t), \theta] \quad (11)$$

в которой $\theta = (t - t_0)/T_c$, где T_c - длительность действия напряжения $\sigma_b(t_0)$ или длительность выдержки при ступенчатом нагружении; T - возраст бетона; C - мера ползучести с учетом быстронарастающих деформаций за время непродолжительного нагружения (в пределах суток):

$$C(\theta, T) = (1 - e^{-0,22\theta T_c} - e^{-4 \cdot 10^{-5} \theta T_c}) \cdot C_{lim}(T), \quad (12)$$

где $C_{lim}(T)$ - предельная величина, определяемая по ГОСТ 24544-81; T_c - в минутах; T - в сутках; при этом были использованы опыты автора, а также данные Александровского С.В., Попковой О.М., Корнева Н.А., Петрова К.В., Пермякова В.Н., Васильева П.И.; f_{stn} - функции, учитывающие нелинейность ϵ_0 и ϵ_{cp} , где $\omega(t) = \epsilon_b(t, T)$

$\epsilon_{b, \text{вст}}(t)$ - уровень деформированного состояния.

Вид функций $f_{\text{стр}}$ установлен на основе анализа экспериментальных исследований автора по ступенчатому нагружению образцов с выделением деформаций ϵ_0 и $\epsilon_{\text{ср}}$ в моменты θ_i :

$$\begin{aligned} f_{\text{стр}}[\omega(t)] &= 1/[1-\omega(t)/\alpha_0]^{n_0}; \\ f_{\text{стр}}[\omega(t), \theta] &= 1/[1-\omega(t)/(1+\alpha_{\text{ср}1}\theta)]^{n_{\text{ср}1}} + \\ &+ \omega(t)/[1-\omega(t)/\alpha_{\text{ср}2}]^{n_{\text{ср}2}}, \end{aligned} \quad (13)$$

где $\alpha_0 = 1,05$; $n_0 = 1,23$; $\alpha_{\text{ср}1} = 7,77$; $n_{\text{ср}1} = 0,76$; $\alpha_{\text{ср}2} = 1,01$; $n_{\text{ср}2} = 0,40$. Формула (II) учитывает влияние режима нагружения, предшествующего напряжению $\sigma_b(t_0)$: различные режимы приведут к разным значениям деформаций бетона и соответственно уровня $\omega(t)$. Этот уровень также будет меняться за счет изменения величины предельной деформации, включая изменения, связанные с появлением нисходящего участка на диаграмме в конструкциях.

Для переменных значений напряжений $\sigma_b(t)$ получено интегральное уравнение с использованием нелинейного принципа наложения воздействий. При этом $\omega(t)$ и θ рассматривались как независимые переменные. Для двухосного напряженного состояния аналогичные интегральные соотношения записаны между девиаторами тензора напряжений и деформаций (изменение формы), а также между объемной деформацией и средним напряжением (изменение объема). При этом учтено изменение объема за счет накопления дефектов введением специальной функции, зависящей от θ и $\omega(t)$. При этом уровень $\omega(t)$ с учетом (2) записывался как отношение $\epsilon_i/\epsilon_{i, \text{вст}}$. Предполагалось также, что диаграммы зависимостей $\sigma_{\text{окт}} \sim \epsilon_{\text{окт}}$ и $\tau_{\text{окт}} \sim \gamma_{\text{окт}}$ при ступенчатом нагружении с выдержками идентичны соответствующим диаграммам при одноосном напряженном состоянии и чистом сдвиге.

Для практического применения интегральные члены в деформационных соотношениях заменялись рекуррентными формулами, которые получались разбиением пределов интегрирования на фиксированные моменты времени и применения теоремы о среднем значении одиночных и двойных интегралов.

Деформационные соотношения $\sigma_{bi} \sim \epsilon_{bi}$ для одноосного и плоского напряженных состояний при меняющихся во времени напряжениях и зависимость (2) явились основой для разработки практических методов учета трансформирования диаграмм бетона, включая прогнозирование предельной деформативности, в расчетах статически-неопределенных систем.

В третьей главе дано экспериментальное обоснование влияния режима нагружения и деформирования на трансформирование диаграмм бетона.

Испытаниями бетона при постоянной скорости нагружения $dB_j/dt = \text{Const}$ (например, опыты Баженова Ю.М., Яшина А.В., Майорова В.И., Малашкина Ю.Н., Шкарбелиса К.К., Графе О., Саенса Л. и др.) и при постоянной скорости деформирования $d\epsilon_j/dt = \text{const}$ (например, Раша Ч., Червенка В., Хадлея Н., Кована Ш., Фармера Л., Ванда Р., Дроздова П.Ф., Пристли М., Саенса Л., Маттока А., Бамбуры А.Н., Дилгера В., Ларсона Г., Ламкина М.С., Эванса Р., Санга С., Турнера П. и др.) получена информация, позволяющая математически описать диаграмму деформирования в условиях этих экспериментов. Однако в конструкциях (даже при равномерном внешнем нагружении) скорости dB_j/dt и $d\epsilon_j/dt$ являются переменными величинами вследствие перераспределения внутренних усилий. Обеспечить переменность скоростей нагружения и деформирования бетона удастся при проведении испытаний в устройствах, в которых параллельно с деформированием бетона осуществляется деформирование упругих элементов, которые выполняют роль динамометров и позволяют определять усилие, воспринимаемое бетоном (например, опыты Гвоздева А.А., Холмянского М.М., Мурашкина Г.В., Бачинского В.Я., Балавадзе В.К., Гузеева Е.А., Хугеса Б. и Чапмана Ж., Ванга П., Амстронга У. и др.).

В проведенных опытах не менялась жесткость упругих элементов и при этом не фиксировались структурные изменения. Это не позволило оценить влияние различных переменных скоростей деформирования и проследить при этом изменение предельной деформации. Испытаний бетона при двухосном напряженном состоянии в таких "стесненных" условиях автору обнаружить в литературе не удалось.

В испытаниях автора изменение скоростей деформирования опытных образцов бетона достигалось двумя путями: 1) изменением жесткости упругих элементов ($B_{sys,j}$) и соответственно коэффициента продольного стеснения $\nu_{rj} = B_{sys,j}/B_{c,j}$; 2) заданием различных скоростей dF/dt приложения внешней нагрузки. В диссертации приводится описание созданных устройств, в которых менялось значение $\nu_{rj} = 0,0 \dots 1,15$. Величина dF/dt изменялась за счет изменения общей длительности испытаний $t = 40 \text{ мин} \dots 10 \text{ часов}$. В процессе этих испытаний измерялось время прохождения ультразвуковых импульсов через бетон, продольные и поперечные деформации, а также изменение их скорости $\nu_{rj} = d\epsilon_j/dt$.

Результаты испытаний анализировались по изменению координат характерных точек на диаграммах $\sigma_{b,j} \sim \epsilon_{b,j}$: 1) точка, соответствующая максимальному напряжению - координаты $\sigma_{b,max}$ и ϵ_{bR} ; 2) точка на нисходящем участке, соответствующая появлению неустойчивости (критическое состояние) в процессе накопления внутренних повреждений в структуре - координаты $\sigma_{b,uet}$ и $\epsilon_{b,uet,j}$. Значения $\epsilon_{b,uet,j}$ определяли величину предельных деформаций бетона и соответственно значения $\epsilon_{i,uet}$ (см. формулу 2). По опытным данным устанавливалась зависимость значений координат характерных точек от длительности нагружения и изменения скорости деформирования:

$$(\sigma_{b,max}; \epsilon_{bR}; \sigma_{b,uet}; \epsilon_{b,uet,j}) = f[t; \dot{\sigma}_{b,j}(t)/\dot{\sigma}_{b,j}(t_H)], \quad (I4)$$

Анализ показал, что между режимом деформирования и коэффициентом $\dot{\sigma}_{b,j}$ имеется корреляционная зависимость:

$$\dot{\sigma}_{b,j}(t)/\dot{\sigma}_{b,j}(t_H) = 11,53 E^{-1,814 \cdot \dot{\sigma}_{b,j}}, \quad (I5)$$

где $t = t_U$ на момент определения $\epsilon_{b,uet,j}$; $\bar{E} = 8,8\%$ - средняя относительная ошибка аппроксимации при числе использованных результатов $N = 58$. Для момента $t = t_R$, соответствующего $\sigma_{b,max}$, также существует зависимость, полученная при $\bar{E} = 8,2\%$ и $N = 87$. Это подтверждает связь, установленную теоретически, и позволяет сопоставлять результаты опытов по изменению скорости деформирования или по $\dot{\sigma}_{b,j}$.

Изменение координат характерных точек при $\dot{\sigma}_{b,j} \neq 0$ в сравнении со свободным деформированием ($\dot{\sigma}_{b,j} = 0$) оценивалось коэффициентами: для первой точки - $\psi_R = \chi_R$ и χ_U ; для второй точки - χ_U и χ_U . По данным опытов составлены уравнения регрессии, в которых $x_1 = (\dot{\sigma}_{b,j} - 0,60)/0,60$ и $x_2 = (lg t_R - 2,64)/2,64$. Ниже приведены уравнения для коэффициентов $\psi_R = \chi_R$ и $\chi_U = \chi_{sys,j}$ по осевым деформациям одноосного сжатия:

$$\psi_R = 1,224 - 0,006x_1 + 0,156x_2 + 0,034x_1^2 - 0,012x_1x_2 - 0,089x_2^2; \quad (I6)$$

выборка состояла из 161 числового результата, а значение критерия Фишера $F = 1,84$; анализ показал незначительное влияние $\dot{\sigma}_{b,j}$ и существенное влияние длительности нагружения; значения по формуле (7) хорошо соответствовали опытным значениям;

$$\chi_U = 2,397 + 0,797x_1 + 0,082x_2 - 0,746x_1^2 + 0,191x_1x_2 + 0,137x_2^2; \quad (I7)$$

выборка состояла из 125 числовых результатов, а значение $F = 2,73$; анализ показал, что коэффициент $\dot{\sigma}_{b,j}$ оказывает наибольшее влияние;

это влияние аппроксимировано зависимостью:

$$\chi_u = \chi_{sys,j} = 1 + 3,66 \cdot \rho_{rj} \leq \chi_{u, max} = 2,5. \quad (18)$$

Формула показывает, что в условиях продольного стеснения деформаций существует критическое состояние в процессе устойчивого накопления дефектов, момент появления которого смещается по шкале деформаций в сторону увеличения при повышении ρ_{rj} . В сравнении с деформированием без стеснения ($\rho_{rj} = 0,0$) величина деформации бетона, соответствующая этому состоянию, для одноосного сжатия увеличивается максимум в 2,5 раза.

Из формул (3) и (4), принимая во внимание, что для условий опытов $\sigma_{rj}(t_n)/\sigma_{rj}(t) = 1$ и $\beta_{sys,j} = \beta_s = Const$, получим теоретическую зависимость:

$$\chi_{sys,j} = 1 + \beta_{scr} \cdot \rho_{rj}. \quad (19)$$

Формулы (19) и (18) идентичны при $\beta_{scr} = 3,66$. Следовательно, теоретическая зависимость (19) соответствует экспериментальным данным (18).

Установлено также наличие корреляционной связи между значениями $\chi_{s, max}$, χ_r , χ_u , χ_u и изменением скорости деформирования $\sigma_{rj}(t)/\sigma_{rj}(t_n)$. Вычисление по формуле (5) значений $\chi_{sys,j}$ давало наличие отклонений от опыта в пределах средних значений + 7,44 и - 10,78 % (при $A_{scr} = 11,50$). Кроме того анализ опытных данных автора и Яшина А.В. для тяжелого бетона В20...В45, не разделяя его по классам, при свободном деформировании показал, что поле опытных точек аппроксимируется зависимостью:

$$A_{scr} = 1 / [1 - \omega(t) / 1,81]^{3,35}. \quad (20)$$

Зависимость (20) получена на основании обработки количества результатов $N = 285$ при $\bar{\epsilon} = 9,4$ %. Стабильность значений A_{scr} позволяет принимать ее в качестве характеристики стандартного режима для тяжелого бетона.

В испытаниях на одноосное сжатие в стесненных условиях осуществлялась разгрузка с различных точек нисходящего участка и последующее повторное нагружение. Анализ показал зависимость трансформирования диаграмм ($\epsilon_{ij} \sim \epsilon_{ij}$) повторного нагружения от величины ρ_{rj} и от уровня деформированного состояния $\omega_{васл} = \epsilon_{б,васл,j} / \epsilon_{б,исп,j}$, с которого производилась разгрузка.

В диссертации даны примеры построения диаграмм с нисходящим участком одноосного однократного и повторного нагружений с исполне-

зованием теоретических формул. При этом наблюдалось хорошее соответствие их с диаграммами, полученными автором при переменных скоростях деформирования и в опытах Ч.Рама при постоянных скоростях деформирования.

Испытания бетона на двухосное сжатие в стесненных условиях производилось с варьированием трех факторов: $\sigma_{62}/\sigma_{61} = 0; 0,5; 1,0$; $t = 40...50$ мин; $5...5,5$ час; $h_{nj} = 0; 0,22; 0,45$. В таблице ниже приведены коэффициенты уравнений регрессии, устанавливающие корреляционную связь трансформирования диаграмм $\sigma_i \sim \epsilon_i$ (интенсивность напряжений - деформации) от $\sigma_{i,n}(t)/\sigma_{i,n}(t_n)$. При этом предполагается соответствие: $x_1 \rightarrow h_{nj}$; $x_2 \rightarrow \sigma_{62}/\sigma_{61}$; $x_3 \rightarrow t = t_u$.

y	$\epsilon_{i,c} \cdot 10^3$	$\sigma_{i,c}$, МПа	$\epsilon_{i,uct} \cdot 10^3$	$\sigma_{i,uct}$, МПа	$\frac{\sigma_{i,n}(t)}{\sigma_{i,n}(t_n)}$
σ_0	2,05728	27,63917	7,87301	27,36218	40,83949
$\sigma_1 \cdot x_1$	0,34981	0,62862	5,65622	-4,23279	-37,14481
$\sigma_2 \cdot x_2$	1,64616	3,75436	2,88349	6,34727	2,90425
$\sigma_3 \cdot x_3$	0,49450	-0,61229	0,98099	-0,22772	-0,22074
$\sigma_{11} \cdot x_1^2$	-0,00503	-0,35479	1,38315	-4,80913	-19,80163
$\sigma_{22} \cdot x_2^2$	0,47540	0,00890	-1,16572	-0,11477	3,49735
$\sigma_{33} \cdot x_3^2$	0,02847	0,34419	0,88903	-0,89565	-1,01586
$\sigma_{12} \cdot x_1 \cdot x_2$	0,32639	0,80300	1,58642	3,32248	3,09204
$\sigma_{13} \cdot x_1 \cdot x_3$	-0,02218	0,09908	0,46524	0,53425	0,46850
$\sigma_{23} \cdot x_2 \cdot x_3$	0,35504	-0,13957	0,27000	0,37340	1,08554
Расчетные значения критерия Фишера	0,33	0,83	2,88	1,54	2,17
Теоретические значения ($\alpha = 0,5$)	3,0	2,9	3,0	2,9	3,0

По опытным данным величин $\lambda_u = \lambda_{i,sys} = \epsilon_i / \epsilon_{i,uct}$ и $\sigma_{i,n}(t) / \sigma_{i,n}(t_n)$ установлено значение $A_{cn}^* = 101,253$ в формуле (6) при среднем квадратичном отклонении $\sigma = 13,55$ и коэффициенте вариации $v = 13,37$. Это свидетельствует об удовлетворительном совпадении теоретических значений $\lambda_{i,sys}$, определяемых по формуле (6), с опытными (рис. 3в). Для двухосного сжатия максимальное значение $\lambda_{i,sys} = 5,0$. Существование максимальных значений $\lambda_{sys,f}$ и $\lambda_{i,sys}$ свидетельствует о существовании предельной величины коэффициента

стеснения $\mu_{ij, \text{ст}}$ и соответственно определенного режима деформирования $\dot{\sigma}_{ij}(t)/\dot{\sigma}_{ij}(t_H)$, при котором происходит стабилизация диаграмм одноосного $\sigma_{ij} \sim \epsilon_{ij}$ и двухосного $\sigma_{ij} \sim \epsilon_{ij}$ сжатия. При повышении $\mu_{ij} > \mu_{ij, \text{ст}}$ диаграмма не трансформируется. Например, для одноосного сжатия стабилизация характеризуется к моменту достижения $\epsilon_{ij, \text{уст}}$ режимом $\dot{\sigma}_{ij}(t)/\dot{\sigma}_{ij}(t_H) = 3,25$. Поэтому при постоянной скорости деформирования $\dot{\sigma}_{ij}(t)/\dot{\sigma}_{ij}(t_H) = 1 < 3,25$ получаются стабилизированные диаграммы. В связи с этим их применение в расчетах должно быть обосновано вычислением скоростей деформирования. Для двухосного сжатия стабилизация наступает при $\dot{\sigma}_{ij}(t)/\dot{\sigma}_{ij}(t_H) \cong 2 \cdot \dot{\sigma}_{ij}(t)/\dot{\sigma}_{ij}(t_H) = 6,50$.

Анализ теоретических предложений по учету влияния длительности нагружения на изменение предельной деформативности бетона производился как для одноосного, так и для двухосного сжатия (соответственно коэффициенты $\psi_R = \chi t$ и χt). Для этого использовалась зависимость (7). Принято $t_{st} = 40 \dots 50$ мин. С использованием опытных данных определены значения коэффициентов: при $t \leq t_{st} \dots \mu_{ij, \text{ст}}$ определяется при значениях $\rho = 1,09$; $\varphi = 0,0124$; $\alpha_0 = 3,0$; а величина $\delta = 0$; при $t > t_{st} \dots \mu_{ij, \text{ст}} = 1$, а величина $\delta = 0,24 \cdot 10^{-3}$ для одноосного сжатия и $0,36 \cdot 10^{-3}$ для двухосного сжатия; при $t \geq 3,33$ мин коэффициент $n_i = 1250$; при $t < 3,33$ мин... $n_i = 301 + 285t$. Сравнение с результатами опытов для одноосного сжатия показано на рис.36. Для двухосного сжатия максимальное отличие от расчетных значений по формуле (7) от опытных составляет 8 %.

Сравнение опытных и расчетных значений $\epsilon_{ij, \text{уст}}$ по формуле (8) приведено на рис. 3а.

Выполненный анализ подтвердил соответствие выражения (2) для вычисления предельной деформативности бетона опытным данным.

Проведенные экспериментальные исследования при двухосном сжатии позволили выделить условно-мгновенные деформации бетона ϵ_0 и деформации обстронарастающей ползучести $\epsilon_{ср}$ в направлении осей деформирования, а также установить изменение величин соответствующих коэффициентов поперечных деформаций $\mu_{0,ij}$ и $\mu_{ср,ij}$ в виде функций:

$$\begin{aligned} \mu_{0,ij} &= \mu_{0i} \cdot f[\omega(t); \sigma_{62}/\sigma_{61}], \\ \mu_{ср,ij} &= \mu_{срi} \cdot f[\omega(t); \sigma_{62}/\sigma_{61}], \end{aligned} \quad (21)$$

где μ_{0i} и $\mu_{срi}$ - начальные значения. Показано, что изменение μ_{ij} не меняет вид зависимостей (21). Этот анализ послужил обоснованием для использования деформационных физических соотношений (II...I3), разработанным автором для одно- и двухосного напряженных состояний бетона.

Четвертая глава посвящена разработке метода теоретического описания податливости узлов соединения сборных железобетонных элементов. Задача определения податливости (деформируемости) сборных узлов решалась Байковым В.Н. в 1968 году при проведении экспериментальных и теоретических исследований. Исследованиями Байкова В.Н., Васильева А.П., Клепцова В.А., Кириллова А.П., Маткова Н.Г., Весника И.И., Холмянского М.М., Катина Н.И., Протасова В.А., Беликова В.А., Быченкова Ю.Д., Сигалова Э.Е., Панышина Л.Л., Довгалока А.Ф., Кузьмичева А.Е., Дроздова П.Ф., Шилова Е.В., Горачека Е., Липака В.И., Пуме Д., Драгилова И.И., Шапиро Г.А., Морозова Н.В., Чистякова Е.А., Ханга И.Г., Блггера Ф.Г., Парка В., Пристли М., Паулая Т., Карденаса А., Манжуры Д. и др. было показано, что податливость узлов наблюдается при различных видах силовых воздействий, а способность узлов к деформированию приводит к перераспределению внутренних усилий в статически-неопределимых конструкциях.

Нелинейность деформирования узлов учитывалась в виде диаграмм "момент-податливость" или "сдвигающее усилие - податливость", имеющих фиксированные параметры (например, в работах Байкова В.Н., Дроздова П.Ф., Аншина Л.З., Кузьмичева А.Е., Ржаницына А.Р., Гельфанда Л.И., Захарова В.М., Шапиро Г.А., Панышина Л.Л.). В некоторых работах применялись диаграммы с нисходящим участком. Однако при этом не учитывалось влияние режима нагружения и деформирования на податливость узлов, так как параметры этих диаграмм являлись фиксированными.

В теоретических разработках автора решалась задача учета этих факторов. Выделялись условно-мгновенная податливость и податливость, развивающаяся во времени. Узел рассматривался как конструкция, имеющая определенные размеры. При действии внешних по отношению к узлу сил S_j на базе, определяемой размерами узла, проявлялись компоненты податливости e_i : углы поворота, поперечные смещения, осевые перемещения, угол кручения. Связь между компонентами податливости и усилий устанавливалась в виде зависимости:

$$\{e_i\} = [a_{ij}] \cdot \{S_j\}, \quad (22)$$

где $[a_{ij}]$ - матрица функционалов податливости, а $c_{ij} = 1/a_{ij}$ - функционалы жесткости. Соответственно разделению податливости на условно-мгновенную и развивающуюся во времени принято:

$$[a_{ij}] = [a_{ij}, a] + [a_{ij}, c, n]. \quad (23)$$

Для линейных компонент податливости записывались соотношения:

$$\bar{a}_{ij,0} = 1/P_{ij} C_i; \quad \bar{a}_{ij,cr} = U_i(\theta) / P_{ij}, \quad (24)$$

где C_i и $U_i(\theta)$ - линейные характеристики монолитного аналога узла - соответственно начальная жесткость и удельная податливость от ползучести бетона в узле ($U_i(\theta) = e_{i,cr}/S_j$); P_{ij} - коэффициент подосия, учитывающий конструктивные особенности сборного узла и вызывающий изменение линейных характеристик монолитного аналога. Соотношения (24) записаны на основании анализа опытных данных, представленных соотношением (1). Для описания нелинейности e_i от значений S_i вводились функции $\mathcal{D}_0(\eta_j)$ и $\mathcal{D}_{cr}(\eta_j)$. С учетом этих функций функционалы податливости приняли вид:

$$a_{ij} = \mathcal{D}_0(\eta_j) / P_{ij} C_i + U_i(\theta) \mathcal{D}_{cr}(\eta_j) / P_{ij}, \quad (25)$$

где $\eta_j = S_j / S_{j,ult}$; $S_{j,ult}$ - усилия, вызывающие разрушение узла. Связь между P_{ij} и a_{ij} устанавливается при $\mathcal{D}_0(\eta_j) = \mathcal{D}_{cr}(\eta_j) = 1$ и $U_i(\theta) = 0$:

$$P_{ij} = 1 / (a_{ij} C_i) = C_{ij} / C_i, \quad (26)$$

где C_{ij} - начальная жесткость сборного узла, а C_i - его монолитного аналога. Соотношение (26) удобно для определения P_{ij} по опытным данным, сравнивая податливость сборного узла с его монолитным аналогом.

Для определения податливости узлов при ступенчатом нагружении с выдержками (например, при обработке результатов испытаний отдельных узлов) применялась зависимость (25). Для переменных значений компонент усилий, действующих в статически-неопределимых конструкциях, получены интегро-дифференциальные соотношения на основе нелинейного принципа наложения воздействий, который представлен выражением:

$$d\{e_i\} = \frac{d\{\psi_{0,j}\}}{P_{ij} C_i} + \frac{U_i(\theta)}{P_{ij}} d\{\psi_{cr,j}\}, \quad (27)$$

где $\{\psi_{0,j}\} = \{S_j\} \mathcal{D}_0(\eta_j)$; $\{\psi_{cr,j}\} = \{S_j\} \mathcal{D}_{cr}(\eta_j)$

Для практического применения в расчетах статически-неопределимых конструкций получены рекуррентные формулы, по которым определяется податливость в дискретные моменты времени $\theta_1, \dots, \theta_n$ в течение выдержки ступеней внешней нагрузки.

Теоретические значения P_{ij} вычислялись на основе предложенной расчетной схемы сборного узла и ряда исходных предпосылок: в контактных швах между сборными железобетонными элементами и бетоном замоноличивания не воспринимаются нормальные растягивающие и касатель-

ные усилия (вследствие усадки бетона замоноличивания); между бетоном и закладными деталями отсутствует сцепление (вследствие влияния температуры при сварке); анкерные стержни закладных деталей, а также арматура, пересекающая контактный шов, работают на поперечные и нормальные усилия; в зависимости (22) отсутствует взаимное влияние M_x и M_y , а также Q_x и Q_y (x и y - ортогональные направления), при определении податливости узлов на изгиб и сдвиг. Используя геометрические гипотезы о связи компонент податливости с крайними осевыми и сдвиговыми деформациями, а также условия равновесия сил в различных сечениях узла, получены выражения для начальных значений Q_{ij} , по которым определяются P_{ij} с использованием формулы (26).

Разработана методика определения параметров функций $D_0(r_j)$, $D_{cr}(r_j)$, $U_i(\theta)$, C_i . В диссертации приведены примеры расчетного определения изгибной и поперечной податливости сборных узлов различной конструкции: узлов безригельной системы многоэтажного здания; узла соединения ригеля с колонной по серии ИИ-04; узла соединения ригеля с колонной в бункерно-деаэрационной этажерке; узла соединения частей фундаментной плиты в сборно-монолитном варианте; узлов болтового соединения ребер безригельной системы одноэтажного здания. Наблюдалось удовлетворительное совпадение расчетных значений с опытными.

Пятая глава посвящена разработке методов расчета безригельных конструкций, рассматриваемых как пластинчато-стержневые системы с податливыми узлами соединения сборных элементов.

В теории расчета конструктивных систем применялись метод предельного равновесия и метод дискретизации расчетных схем на основе применения вычислительной техники. Второе направление привело к необходимости детальной разработки вопросов учета трещинообразования (например, работы Мурашева В.И., Карпенко Н.И., Гуши Ю.П., Немировского Я.М., Здоренко В.С., Лившица Я.Д., Оатула А.А.), нелинейности сжатой и растянутой зон сечения до и после образования трещины (например, работы Мурашева В.И., Залесова А.С., Байкова В.Н., Бондаренко В.М., Лившица Я.Д., Гвоздева А.А., Улицкого И.И., Ильина О.Ф., Мадатьян С.А., Гуши Ю.П.), а также разработки критериев разрушения отдельных зон элементов (например, работы Байкова В.Н., Карпенко Н.И., Зайцева Ю.В., Гениева Г.А., Геркулы Л.Б., Рослова В.П., Малашкина Ю.Н., Балана Т.А.). Существующие методы расчета используют характеристики прочности и деформативности бетона, полученные при каком-то одном эталонном режиме деформирования или нагружения. Поэтому при разработке методов расчета безригельных конструкций в работе

автора ставилась задача учесть влияние переменных режимов нагружения и деформирования на трансформирование диаграмм бетона с нисходящим участком и на трансформирование критерия разрушения бетона. Рассматривались также вопросы моделирования последовательного появления зон пластического поведения элементов и определения времени сопротивления до наступления предельного состояния статически-неопределимых конструкций, а также вопрос об исключении итерационных процессов при нахождении решений.

Общие положения разработанного в диссертации метода основывались на представлении о том, что компоненты перемещений плитных, стержневых элементов и податливых узлов состоят из суммы двух частей. Одна часть проявляется в момент условно-мгновенного приложения ступеней внешней нагрузки, другая - за время их выдержки. Условно-мгновенному приращению внешней нагрузки соответствует однозначное приращение напряжений в бетоне, а за время выдержки нагрузки происходит неоднозначное изменение напряжений (увеличение или уменьшение), вследствие проявления ползучести бетона и возникновения трещин. Изменения напряженно-деформированного состояния при условно-мгновенном приращении нагрузки определяется решением задачи "теории пластичности", а за время выдержки - решением задачи "теории ползучести".

Режим внешнего нагружения характеризуется скоростью нагружения $df_m/dt \approx \Delta f_m/T_c$ в моменты t , где Δf_m - ступень внешней нагрузки; T_c - длительность выдержки ступени; t - время, отсчитываемое от начала нагружения.

Напряженно-деформированное и предельное состояние бетона определяется из двух групп системы уравнений дискретной расчетной схемы:

- первая группа - уравнения равновесия и совместности перемещений;

- вторая группа (уравнения, определяющие трансформирование диаграмм бетона) - физические деформационные соотношения, уравнение предельной поверхности по напряжениям, уравнение предельной поверхности по деформациям; уравнения, определяющие путь нагружения рассматриваемого элемента бетона. Последние два уравнения формируются и трансформируются в процессе определения напряженно-деформированного состояния в зависимости от изменения режима деформирования в направлениях развития деформаций.

Процесс достижения предельной нагрузки на рассматриваемую систему представлялся как постепенное образование и накопление зон в стержневых и плитных элементах с повышенной деформативностью, кото-

рая обусловлена достижением арматурой и бетоном стадии, близкой к разрушению, а затем деформационных критериев разрушения:

$$\epsilon_s \geq \epsilon_{s, \text{вет}}, \quad \epsilon_c \geq \epsilon_{c, \text{вет}}, \quad (28)$$

где $\epsilon_{s, \text{вет}}$ – предел равномерных удлинений арматуры в упруго-пластичной стадии; $\epsilon_{c, \text{вет}}$ – деформационный трансформирующийся критерий для бетона, разработанный автором. Принималось, что предельное состояние рассматриваемых систем наступало при накоплении определенного количества указанных зон, что отмечалось по существенному росту перемещений. К этому моменту фиксировались величина предельной нагрузки и время $t = t_{\text{срм}}$ функционирования системы. Оба показателя изменялись в зависимости от режима внешнего нагружения.

На основе этих представлений построены итерационный и неитерационный процессы определения напряженно-деформированного состояния (НДС). Процессы основывались на шаговой процедуре и методе упругих решений. Корректируемыми параметрами являлись временные значения жесткостей плитных, стержневых элементов и узлов их соединения. Это представление основывалось на понятии временного модуля деформаций бетона в направлении осей ортотропии, встречающегося в научной литературе. НДС определялось на момент θ_0 условно-мгновенного приложения внешней нагрузки и в моменты $\theta_1, \dots, \theta_n$ выдержки ее ступеней. Для каждого последующего решения для момента θ_k использовалось решение, полученное в моменты $\theta_0, \dots, \theta_{k-1}$. В итерационном процессе НДС определялось от возрастающей нагрузки $n \cdot \Delta F_n$ (n – число ступеней). В неитерационном процессе на момент θ_k решения находились от приращений ΔF_n , что давало однозначное приращение напряжений $\Delta \sigma_{bn}(\theta_k)$ и деформаций $\Delta \epsilon_{bn}(\theta_k)$, где n – номер ступени. Полное НДС на n -ой ступени находилось суммированием:

$$\begin{aligned} \sigma_{bn}(\theta_k) &= \sigma_{b, n-1} + \Delta \sigma_{bn}(\theta_k), \\ \epsilon_{bn}(\theta_k) &= \epsilon_{b, n-1} + \Delta \epsilon_{bn}(\theta_k). \end{aligned} \quad (29)$$

При этом процедура определения НДС для моментов $\theta_1, \dots, \theta_n$ сохранялась. Итерации в этой процедуре исключались за счет прогноза значений нелинейных функций f_{str} в деформационных соотношениях бетона в зависимости от $\omega(t)$ – уровня деформированного состояния. Уровень $\omega(t)$ вычисляется на основании прогноза предельной деформативности по скорости деформирования бетона $d\epsilon_n/dt$ к моменту t определения НДС. Разработана также процедура учета обратимых деформаций $\epsilon_{0, \text{васп}}$ и $\epsilon_{ср, \text{васп}}$ бетона при определении НДС. Показано, что ее применение уточняет определение НДС на нисходящем участке

деформирования бетона и определение момента потери его несущей способности в статически-неопределимой системе.

С целью проверки методов с использованием итерационного и не-итерационного процессов были составлены алгоритмы и программы для расчетного определения НДС бетона в испытательном устройстве, позволяющем получать трансформированные диаграммы с нисходящим участком. Решалась один раз статически-неопределимая система параллельно работающим стержней. В расчетах в соответствии с опытом менялись значения $B_{\text{вык}}$, E_b и ϵ . Расчетные значения координат характерных точек диаграмм $\sigma_b \sim \epsilon_b$ отличались от опытных в пределах средних значений на $-4,8$ и $+2,2$ %. При этом результаты расчета с использованием итерационного и неитерационного процессов практически не отличались.

Теоретические зависимости для вычисления податливости узлов соединения сборных железобетонных элементов апробировались расчетом один раз статически-неопределимой системы по схеме, аналогичной проведенным испытаниям узлов безригельной системы многоэтажного здания. Результаты расчетного определения зависимостей "податливость - изгибающий момент" удовлетворительно соответствовали опытным.

Проведенный анализ определения НДС бетона и узлов дал уверенность в возможности применения теоретических результатов к расчету безригельных систем.

Анализ НДС безригельной системы одноэтажного здания производился с использованием разработанной программы для ЭВМ ЕС. В расчетной схеме система была представлена в виде стержневой конструкции с податливыми узлами в местах соединения сборных элементов. Поперечные сечения элементов приняты в виде "тавра" с полкой ограниченной ширины. Арматура располагалась в ребре и занимала переменное положение по высоте сечения. Анализ НДС по этой программе выполнен для исходных данных испытанных натуральных каркасов пролетом 18 м, имитирующих работу ребер безригельной системы.

Расчетная схема поперечного сечения была принята в виде слоистой модели с исходными предпосылками теории поперечного изгиба стержневых элементов. Временные значения изгибной, осевой, сдвиговой жесткостей различных сечений определялись решением системы уравнений слоистой модели с использованием временных значений модуля деформаций бетона отдельных волокон сечения. В рамках этой модели разработан алгоритм, позволяющий учесть влияние поперечной силы на формирование эпюр нормальных и касательных напряжений, а также

на определение перемещений при наличии наклонных трещин. В этом алгоритме момент появления прямых и наклонных трещин в волокнах, а также разрушение бетона сжатой зоны определялись на основании деформационного критерия (28) разрушения бетона. При этом учитывались касательные напряжения, возникающие от поперечной силы. Нормальные напряжения в волокнах определялись от изгибающего момента, уменьшенного на величину, воспринимаемую поперечной арматурой, пересекающей наклонную трещину. Поведение сборных узлов описывалось в программе с применением временной жесткости, определяемой с применением соотношений (27) при переменных значениях сил, действующих на узел. Расчетом удовлетворительно описывался колеблющийся процесс перераспределения усилий, вызывающий трансформирование диаграмм "изгибающий момент - податливость" узлов, "изгибающий момент - кривизна" элементов, а схемы трещинообразования, прогибы и разрушающая нагрузка хорошо совпадали (рис. 4а, б).

Для анализа НДС безригельной системы перекрытия многоэтажного здания была составлена программа для ЭВМ ЕС расчета испытанного фрагмента перекрытия с колоннами. Фрагмент рассматривался как пластинчато-стержневая система с податливыми узлами соединения сборных элементов. Дискретная расчетная схема основывалась на методе конечных элементов. Перемещения элементов вычислялись с использованием теории Карпенко Н.И., в которой для описания процесса деформирования и разрушения бетона сжатой зоны над трещинами применялись разработанные автором соотношения, учитывающие трансформирование диаграмм бетона с нисходящим участком и трансформирование деформационного критерия разрушения бетона. Разработана процедура определения временных жесткостей плитных элементов для двух ортогональных направлений.

Сравнение опытных и расчетных величин прогибов и напряжений растянутой арматуры в различных точках фрагмента, а также податливости узлов, показало их удовлетворительное совпадение. Проведен был численный эксперимент, показавший, что изменение режима внешнего нагружения и характеристик податливости узлов существенно влияет на процесс трещинообразования в элементах системы, на перераспределение усилий в различных направлениях, на деформативность всей системы и величины предельных нагрузок, соответствующих предельному состоянию системы. Неучет фактической податливости узлов давал уменьшение прогибов до 20...40 %, изменение внутренних сил - на 10...25 % и предельных нагрузок - на 25 %; неучет фактического ре-

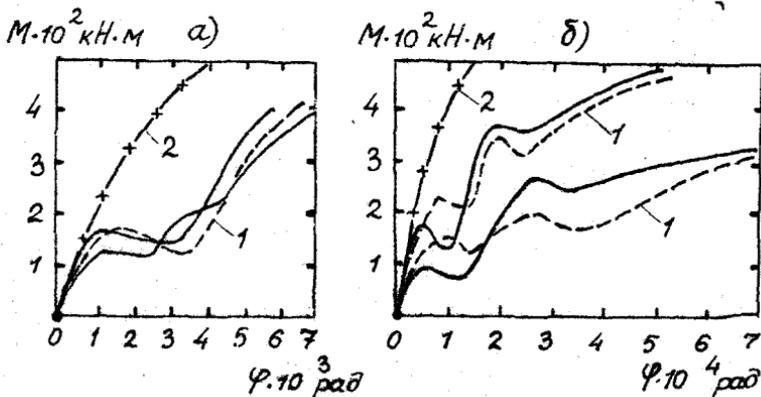


Рис. 4. Трансформирование зависимостей "усилие-податливость" узлов (а) и "усилие-кривизна" (б) элементов статически неопределимой системы: 1- по методике автора; 2- при свободном деформировании.

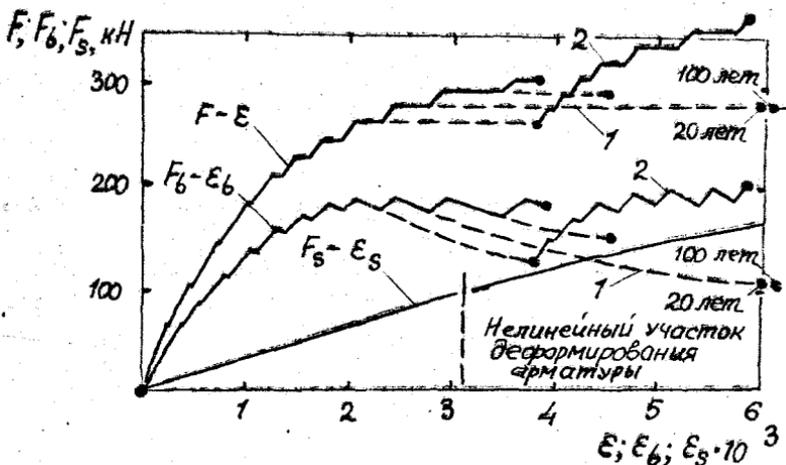


Рис. 5. Расчет по методике автора напряженного, деформированного и предельного состояния центрально-сжатого железобетонного элемента при различных режимах dF/dt внешнего нагружения; 1- выдержка нагрузки; 2- догрузка; F, F_b, F_s - соответственно усилие на элемент, на бетон, на арматуру.

жима нагружения приводил к изменению прогибов до 30 %, внутренних сил - на 10...25 % и предельных нагрузок - на 20 % по сравнению с опытными значениями.

С использованием программы был осуществлен поиск рационального армирования конструкций для полезных нагрузок 2...8 кН/м² и составлен альбом рабочих чертежей, который используется в системе Минстроя Каз. ССР и ГлавКиевоблстроя.

Анализ НДС бетона и арматуры сжатых элементов произведен для короткого стержня по программе для ЭВМ ЕС с использованием неитерационного процесса. Учитывалось нелинейное поведение арматуры класса А-III и высокопрочной арматуры. Результаты расчета сравнивались с опытными данными Прокоповича И.Е., Свитлыка А.Ю., Щелкунова В.Г., Бабенко Д.В., в которых осуществлялись следующие режимы внешнего нагружения: 1) кратковременное нагружение с определенной скоростью до разрушения (F_{uet}); 2) кратковременное нагружение до различных уровней не ниже $\eta = F/F_{uet} > 0,5$ с последующей длительной выдержкой; 3) догружение до разрушения после длительной выдержки под нагрузкой при различных $\eta > 0,5$ (рис. 5).

В расчетах по режиму № 2 найдено максимальное значение нагрузки F_c , при котором не происходило разрушение в течение 100 лет. При больших уровнях нагружения расчет давал значения разрушающей нагрузки и время до момента разрушения (временной ресурс). Длительная несущая способность определялась заданием времени, в течение которого элемент не должен разрушаться от достижения бетоном величины предельной деформации. Расчетом по режиму № 3 получена оценка допустимых перегрузок после длительного нагружения высокого уровня.

Вычисленные значения разрушающих нагрузок, напряжений в бетоне и арматуре по режимам № 1 и № 2 отличались от опытных в среднем на ± 3 %. Расчеты по режиму № 3 в сравнении с опытом давали запас несущей способности в среднем около 40 %. Определение кратковременной и длительной прочности, а также величин напряжений в арматуре и бетоне по действующим нормам показало, что они занимают эти показатели в среднем на 30 %, а влияние режима № 3 учитывают не достаточно точно. Режим № 3 является наиболее вероятным. В процессе возведения здания происходит постепенное увеличение нагрузки с определенной скоростью, затем в стадии эксплуатации длительно действуют постоянные нагрузки определенного уровня и возникают догрузки от приложения временных нагрузок.

Анализ показал, что при проектировании сжатых элементов несущих конструктивных систем необходимо дифференцировать назначение

предельной деформации бетона в зависимости от количества продольной арматуры и режима внешнего нагружения.

В приложении приведены документы о внедрении результатов исследований в проектных организациях, строительных предприятиях и научно-исследовательских институтах.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

1. Созданы несущие системы (безригельные конструкции), которые позволяют решать проблему повышения экономической эффективности сборных конструкций одно- и многоэтажных зданий за счет снижения материалоемкости на 15...30 % и трудоемкости на 16...50 %.

2. Разработаны узлы соединения сборных элементов безригельных конструкций, включая болтовые соединения, а также способ передачи растягивающих усилий с высокопрочной предварительно напряженной арматуры на закладные детали узлов.

3. Сформулированный принцип повышения статической неопределимости сборных несущих конструктивных систем, а также конструкция узлов с болтовым соединением высокопрочной напряженной арматуры, позволяют проектировать эффективные несущие конструкции различных зданий: безригельные системы одно- и многоэтажных зданий, аналогичные разработанным автором; здания павильонного типа; неразрезные фермы и балки покрытий и перекрытий одно- и многоэтажных зданий, а также пролетных строений мостов и путепроводов; рамные предварительно-напряженные фундаменты под энергоустановки.

4. С повышением статической неопределимости несущих конструктивных систем меняется скорость деформирования и нагружения бетона в системе. Особенности деформирования бетона в статически-неопределимой системе (сечение железобетонных стержневых и плитных элементов также следует рассматривать, как статически-неопределимую систему) состоят в том, что под влиянием изменения скорости деформирования и нагружения трансформируются диаграммы бетона с нисходящим участком и изменяется его предельная деформативность. Величина предельной деформативности должна устанавливаться по моменту появления неустойчивости в процессе накопления повреждений в структуре бетона. Момент появления неустойчивости смещается по длине нисходящего участка под влиянием изменения скорости деформирования, длительности нагружения и вида напряженного состояния.

5. Закономерности трансформирования диаграмм бетона с нисходящим участком, а также изменение его предельной деформативности, ус-

танавливаются на основе рассмотрения структурной модели бетонной среды с прогрессирующими дефектами и представления о взаимодействии элементов структуры с конструктивной статически-неопределимой системой. Определяющими факторами при этом являются режим внешнего силового нагружения системы и изменение скорости деформирования рассматриваемого элемента бетона. Изменение скорости деформирования бетона для одноосного и плоского напряженных состояний характеризуется изменением отношения $\dot{\epsilon}_{in}(t)/\dot{\epsilon}_{in}(t_n)$ (режим деформирования), где $\dot{\epsilon}_{in}(t_n)$, $\dot{\epsilon}_{in}(t)$ - скорости интенсивности деформаций бетона соответственно в начале нагружения и в рассматриваемые моменты времени $t > t_n$, включая момент разрушения. Для одноосного напряженного состояния определяющим может быть отношение $\dot{\epsilon}_{ij}(t)/\dot{\epsilon}_{ij}(t_n)$, вычисленное по осевым деформациям в направлении j действия напряжения. При $\dot{\epsilon}_{ij}(t)/\dot{\epsilon}_{ij}(t_n) \geq 5,33$ нисходящий участок на диаграмме $\sigma_{ij} \sim \epsilon_{ij}$ отсутствует, а при $\dot{\epsilon}_{ij}(t)/\dot{\epsilon}_{ij}(t_n) \leq 3,25$ наблюдается стабилизация диаграммы, то есть величина максимального напряжения, наклон нисходящего участка, а также точка на диаграмме, определяющая предельную деформацию бетона, не меняются. Для двухосного сжатия стабилизация наступает при $\dot{\epsilon}_{in}(t)/\dot{\epsilon}_{in}(t_n) \leq 6,50$.

Скорость деформирования бетона $\dot{\epsilon}_{ij}(t_n)$ в начале нагружения конструктивной системы связана со значением $\mu_{ij} = B_{sxy,j}(t_n)/B_{ij}(t_n)$ - коэффициента продольного стеснения деформаций, где B_{ij} - начальная жесткость рассматриваемого элемента бетона, а $B_{sxy,j}$ - упругая характеристика деформативности конструктивной системы в ее различных точках. В связи с этим вид диаграммы и координаты характерных точек, определяющие величину максимального напряжения, наклон и длину нисходящего участка, а также положение точки, соответствующей величине предельной деформации, будут различны в разных точках конструктивной системы. Соответственно различными будут режимы деформирования рассматриваемых элементов бетона конструктивной системы.

Режим деформирования бетона формируется под влиянием изменения модуля его условно-мгновенных деформаций и проявления ползучести, включая быстронарастающие деформации. Нисходящий участок диаграммы появляется в том случае, если приращение напряжений от условно-мгновенного нагружения становится меньше, чем его уменьшение за счет ползучести. На формирование напряженно-деформированного состояния бетона на нисходящем участке диаграммы влияет процесс восстановления напряжений, обусловленный обратимостью условно-мгновенных деформаций и деформаций ползучести, а также история нагружения к моменту

определения скорости деформирования бетона в системе. Вследствие влияния этих процессов изменяются длина и наклон нисходящего участка, а также величина предельной деформации.

При повторном однократном и немногократном нагружениях, осуществленных после разгрузки с нисходящего участка диаграммы, несущая способность бетона зависит от режима деформирования. Изменение его предельной деформации в этих случаях подчиняется тем же закономерностям, что и для однократного нагружения.

6. Влияние продольного армирования на трансформирование диаграммы бетона и изменение его предельной деформации связано с изменением режима деформирования бетона, а также зависит от вида арматуры и структурной неоднородности бетона. При значении $\sigma_{rj}(t)/\sigma_{rj}(t_n) \ll 3,25$ наблюдается стабилизация диаграммы бетона с нисходящим участком, а также величины предельной деформации. Повышение количества арматуры не приводит к непрерывному увеличению предельной деформативности.

7. Нелинейное деформирование узлов соединения элементов железобетонных конструкций характеризуется нелинейной податливостью при условно-мгновенном нагружении и податливостью, нарастающей со временем. Теоретическое описание податливости может быть осуществлено на основе принципа наложения воздействий, дающего интегральные зависимости между компонентами податливости и компонентами действующих усилий. Разработанные методики определения параметров интегральных соотношений податливости позволяют вычислять деформируемость сборных узлов, удовлетворительно совпадающую с опытом, и учесть изменение режима действующих на узел усилий и его конструктивные особенности.

8. Учет особенностей, связанных с трансформированием диаграмм бетона и податливостью узлов, при разработке методов расчета безригельных систем позволяет повысить достоверность теоретических прогнозов несущей способности и деформативности, а следовательно, эффективность проектирования.

Расчетный аппарат методов, основываясь на дискретных расчетных схемах и применении ЭВМ, кроме уравнений равновесия и совместности перемещений, включает деформационные соотношения, отражающие процесс трансформирования диаграмм бетона с нисходящим участком, а также изменение его предельной деформативности. В алгоритм методов могут быть заложены итерационные и неитерационные процедуры. Последнее позволяет существенно снизить использование машинного времени без снижения точности расчетов.

9. Анализ напряженно-деформированного состояния безригельных систем с использованием разработанных методов показал, что режим внешнего нагружения и податливость узлов существенно влияют на перераспределение внутренних усилий и несущую способность. При этом наблюдается трансформирование диаграмм "податливость-усилия" узлов и "перемещения-усилия" стержневых и плитных элементов. Это обусловлено трансформированием диаграмм бетона с нисходящим участком под влиянием изменения режимов нагружения и деформирования бетона. В связи с этим происходит "колеблющееся" перераспределение внутренних усилий, в процессе которого наблюдается попеременное увеличение или уменьшение этих усилий в разных элементах системы при непрерывном росте перемещений. В плитных элементах, работающих в двух направлениях, перераспределение внутренних сил происходит попеременно с одного направления на другое.

10. Экспериментально-теоретическими исследованиями созданы предпосылки для практической реализации результатов в рамках нормативных документов и рекомендаций: построение диаграмм $(\sigma_{\text{сж}} \sim \epsilon_{\text{сж}})$ с нисходящим участком при одноосном и плоском напряженных состояниях по характерным точкам, с оценкой его предельной деформативности в зависимости от режима деформирования; построения диаграмм $(\sigma_{\text{сж}} \sim \epsilon_{\text{сж}})$ с нисходящим участком для повторного нагружения; определения величины предельной деформации сжатого бетона при его армировании высокопрочной арматурой с учетом ее процентного содержания в сечении; разработка дифференцированного подхода к назначению коэффициента $\gamma_{\text{сж}}$ в зависимости от режима и истории нагружения, а также процентного содержания арматуры.

11. Разработанные алгоритмы учета трансформирования диаграмм бетона и податливости узлов могут быть использованы при создании вычислительных комплексов автоматизированного расчета сборных конструктивных систем из железобетона.

Публикации, в которых изложено основное содержание диссертации:

1. Ивашенко Ю.А. Экспериментальное исследование ползучести сцепления бетона с арматурой // Железобетонные конструкции: сб. трудов Уральского филиала АСИА.- Челябинск: Обл. типогр. упр. культуры, 1963.- С. 210-228.

2. Ивашенко Ю.А. Статистическое представление влияния скорости нагружения на прочность бетона // Исследования по бетону и железобетону: сб. трудов ЧПИ № 193.- Челябинск, 1977.- С. 53-55.

3. Ивашенко Ю.А. Учет неупругой податливости узлов рамных систем // Исследования по бетону и железобетону: сб. трудов ЧПИ № 193.- Челябинск, 1977.- С. 50-53.

4. Ивашенко Ю.А., Кутин Ю.Ф., Габбасов Н.Р. Железобетонные конструкции каркаса одноэтажных промзданий с ограждением из профнастила // Исследования по бетону и железобетону: сб. трудов ЧПИ № 193.- Челябинск, 1977.- С. 43-46.

5. Ивашенко Ю.А., Палкин М.К. Разработка и исследование каркаса многоэтажных зданий из крупноразмерных элементов // Исследования по бетону и железобетону: сб. трудов ЧПИ № 193.- Челябинск, 1977.- С. 47-50.

6. Ивашенко Ю.А. Облегченный железобетонный каркас одноэтажного промздания с ограждением из профнастила. - Золотая медаль ВДНХ СССР, удостоверение № 4156 (от 14 декабря 1977 г.): по материалам выставки в 1977 г.

7. Сатул А.А., Ивашенко Ю.А., Кутин Ю.Ф., Палкин М.К., Габбасов Н.Р. Разработка и внедрение эффективных конструкций многоэтажных гражданских зданий и одноэтажных производственных зданий // Экономия черных металлов и пути повышения эффективности и использования в народном хозяйстве (Челябинский Совет НТО).- Челябинск, 1977.- С. 106-107.

8. Габбасов Н.Р., Ивашенко Ю.А. Исследование работы жесткого узла поперечной рамы каркаса одноэтажных промзданий // Исследования по строительной механике и механике грунтов: сб. трудов ЧПИ № 225.- Челябинск, 1979.- С. 154-158.

9. Ивашенко Ю.А. Определение предельной деформации бетона с учетом длительности нагружения // Строительные материалы и технология строительного производства: сб. трудов ЧПИ № 262.- Челябинск, 1981.- С. 102-103.

10. Габбасов Н.Р., Ивашенко Ю.А. Экспериментальные исследования рамного болтового узла повышенной трещиностойкости // Повышение эффективности использования бетона и железобетона в строительстве: тезисы конференции.- Челябинск: Упрполиграфиздат, 1981.- С. 25.

11. Ивашенко Ю.А., Палкин М.К. Методика определения неупругой податливости узлов безригельного каркаса // Повышение эффективности использования бетона и железобетона в строительстве: в тезисах конференции.- Челябинск: Упрполиграфиздат, 1981.- С. 34-36.

12. А.С. 876899 СССР, Е04В1/38. Узел соединения железобетонных панелей перекрытия с колонной /Главустановстрой; Ю.А.Ивашенко,

- М.К.Палкин, С.А.Сизов, Е.С.Галян, Б.М.Колот (СССР).- № 2865292/29-33; Заявл. 07.01.80; Опубл. в бжл. № 40 // Открытия и изобретения.- 1981.
13. А.С. № 903503 СССР. Безбалочное перекрытие /Главкустанай-строй; Ю.А.Ивашенко, М.К.Палкин, С.А.Сизов, Е.С.Галян, Б.М.Колот.- Заявл. 07.01.80; Опубл. в бжл. № 5 // Открытия и изобретения.- 1982.
14. Ивашенко Ю.А., Габбасов Н.Р. Перераспределение моментов в раме с податливыми узлами // Бетон и железобетон.- 1982.- № 8.- С. 11-12.
15. Ивашенко Ю.А., Палкин М.К. Эффективные железобетонные конструкции каркасных зданий: научно-технический отчет. Номер гос. регистрации 0183002834I.- Челябинск: ЧПИ, 1983.- 54 с. (передан в порядке обмена научно-технической информацией странам-членам СЭВ).
16. Ивашенко Ю.А. О деформационных зависимостях для бетона с учетом скорости нагружения в условиях стеснения деформаций // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям: сб. трудов ЧПИ.- Челябинск, 1983.- С. 100-101.
17. Ивашенко Ю.А. О зависимости "напряжение-деформация" с учетом скорости изменения напряжений и деформации // Вопросы прочности, трещиностойкости и деформативности железобетона: межвуз. сб. трудов РИСИ.- Ростов-на-Дону, 1983.- С. 132-135.
18. Ивашенко Ю.А., Габбасов Н.Р. Некоторые вопросы расчета прочности и устойчивости рамных систем с учетом кратковременной ползучести бетона и неупругой податливости узлов // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям: темат. сб. трудов ЧПИ.- Челябинск, 1983.- С. 102-104.
19. Ивашенко Ю.А., Палкин М.К. Методика теоретического определения неупругой податливости узлов соединения сборных железобетонных элементов с учетом длительности кратковременного нагружения // Известия вузов. Строительство и архитектура.- 1983.- № 2.- С. 8-11.
20. Ивашенко Ю.А., Палкин М.К. Пространственная работа безригельного каркаса из ребристых плит // Снижение материалоемкости и трудоемкости строительных конструкций: межведомств. сб. трудов Сиб. АДИ.- Омск, 1983.- С. 31-38.
21. Аржевитин Г.И., Корнеев И.М., Карякин А.А., Ивашенко Ю.А., Дерновой В.И. Исследование сборно-монолитных фундаментов промышленных зданий // сб. трудов Красноярского ПромстройНИИпроекта.- Красноярск, 1983.- С. 3-17.
22. Ивашенко Ю.А., Лобанов А.Д. Исследование процесса разрушения бетона при разных скоростях деформирования // Бетон и железобетон.- 1984.- № 11.- С. 14-15.

23. Ивашенко Ю.А. Основы деформационной теории разрушения бетона // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям: сб. трудов ЧПИ.- Челябинск, 1985.- С. III-III.

24. Ивашенко Ю.А., Лобанов А.Д. Теоретическое моделирование диаграммы бетона с нисходящим участком на основе применения уравнения механического состояния теории ползучести // Известия вузов. Строительство и архитектура.- 1985.- № 3.- С. 4-9.

25. Ивашенко Ю.А., Лобанов А.Д., Мороз Е.А. Конструкции с болтовыми соединениями узлов // Сельское строительство.- 1985.- № 10.- С. 19-20.

26. Ивашенко Ю.А., Лобанов А.Д. Пространственные конструкции с болтовыми соединениями узлов зданий павильонного типа // Прогрессивные пространственные конструкции и перспективы их применения: сб. тезисов конференции.- Свердловск: Полиграфист, 1985.

27. Ивашенко Ю.А., Лобанов А.Д. Экспериментальное определение величины предельной деформации одноосно-сжатого бетона при разных режимах деформирования // Совершенствование строительных конструкций и методов расчета: межвузовский сб. Сиб.АДИ.- Омск, 1986.- С. 58-66.

28. Ивашенко Ю.А., Лобанов А.Д. Диаграммы "напряжение-деформация" центрально-сжатого бетона при разных скоростях однократного и повторного деформирования.- Депонирована в ВНИИЭСМ 22.04.87 № 25 - I44I. Реферат опублик. в Библ. указатель депон. рукописей, вып. 2.- М., ВНИИС Госстроя СССР, 1987.

29. Ивашенко Ю.А. Деформационная теория разрушения бетона // Известия вузов. Строительство и архитектура.- 1987.- № 1.- С. 33-38.

30. А.С. I38I365 СССР. Устройство для испытания на сжатие образцов горных пород и строительных материалов /Челябинский политехнический институт; Ю.А.Ивашенко, А.Д.Лобанов.- Заявл. 03.05.86; Опублик. в бжл. № 10 // Открытия и изобретения.- 1988.

31. Палкин М.К., Ивашенко Ю.А. Эффективные крупноразмерные конструкции каркаса многоэтажного здания из сборного железобетона // Совершенствование железобетонных конструкций для промышленного и гражданского строительства и технологии их изготовления на Среднем Урале: тезисы обл. научно-технической конференции (5-6 мая).- Свердловск, 1988.- С. 14-15.

32. Ивашенко Ю.А., Лобанов А.Д. Способ прогнозирования величины предельной деформации бетона // Совершенствование железобетонных конструкций для промышленного и гражданского строительства и техно-

логии их изготовления на Среднем Урале: тезисы обл. научно-техн. конференции (5-6 мая). - Свердловск, 1988. - С. 14-15.

33. Ивашенко Ю.А. О длительной прочности бетона в железобетонных конструкциях // Известия вузов. Строительство и архитектура. - 1989. - № 6.

Ивашенко
30.06.89

Подписано к печати 19.07.89. ФБ 00647. Формат 60x90 1/16.
Печ. л. 2,75. Уч.-изд. л. 2. Тираж 100 экз. Заказ 331/763.

УОП ЧИЛ.454080, Челябинск, пр. им. В.И.Ленина, 76.