

624(06)
А-90

Б. А. АСКАРОВ

**НОВЫЕ
ЛЕГКИЕ БЕТОНЫ
И КОНСТРУКЦИИ
НА ИХ ОСНОВЕ**

“ФАН”

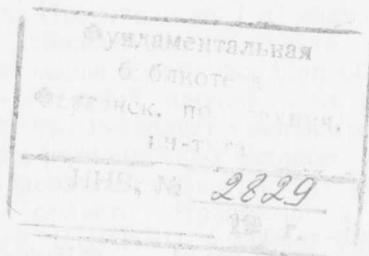
0271001

A-90

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО
И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН
ТАШКЕНТСКИЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

Б. А. АСКАРОВ

НОВЫЕ ЛЕГКИЕ БЕТОНЫ И КОНСТРУКЦИИ НА ИХ ОСНОВЕ



ТАШКЕНТ
ИЗДАТЕЛЬСТВО «ФАН» АКАДЕМИИ НАУК РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН
1995

Аскарлов Б. А. Новые легкие бетоны и конструкции на их основе. Ташкент: Фан, 1995.

В монографии приведены результаты многолетних экспериментально-теоретических исследований от получения новых пористых заполнителей из местного сырья, изучения физико-механических свойств бетонов на их основе до проектирования и расчета железобетонных конструкций. Рассмотрены вопросы усадки и ползучести бетона в условиях сухого жаркого климата, напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов при различных видах загрузки. Даны рекомендации по армированию данных элементов, обеспечивающие экономию стали, и предложения по совершенствованию методов расчета, отражающие реальное состояние железобетонного элемента.

Для инженеров-проектировщиков, научных работников и аспирантов.

Табл. 38. Ил. 51. Библиогр. 247.

Ответственный редактор
доктор технических наук *И. К. Касымов*

Рецензенты:
доктора технических наук *О. Г. Тарасов, А. Ишонходжаев*

А $\frac{330600000-3-930}{M 355(04)-95}$ рез.94

©Издательство «Фан» АН РУз, 1995 г.

ISBN 5-648-02224-7

ВВЕДЕНИЕ

Применение легких бетонов на пористых заполнителях — одно из основных направлений повышения эффективности капитального строительства.

В настоящее время 70% искусственных пористых заполнителей, производимых на территории СНГ, составляет керамзит. Возрастающая потребность строительства в керамзите не удовлетворяется из-за ограниченности его производства и истощения сырьевых запасов, что, в свою очередь, ведет к его удорожанию. В связи с этим назрела необходимость разработки новых технологических решений для получения высокопрочного заполнителя и использования его в индустриальном и гражданском строительстве, что позволит снизить массу зданий и сооружений на 30—40%, сократить трудоемкость их возведения на 20%, понизить их себестоимость на 6—10%, уменьшить транспортные расходы на 30—35%, а также сэкономить энергию, затрачиваемую на отопление зданий, за счет уменьшения теплопотерь на 20—30%. Особенно эффективно применение бетонов на легких заполнителях в сейсмоопасных зонах, так как меньшая масса зданий и сооружений снижает значение инерционных сил.

Относительно дешевыми и перспективными являются искусственные пористые заполнители, получаемые путем обжига лесовидных суглинков, огромные запасы которых имеются в Центральноазиатском регионе.

В состав сырья возможно включение каолиновой глины, которая в избытке скапливается в отвалах вскрышных пород при угледобыче, или дацитовых порфириров, содержащихся в вулканических или горных породах. Производство 1 м³ таких заполнителей обходится на 30—35% дешевле, чем керамзита, за счет снижения расходов на исходное сырье и топливо. При объемной массе, не превышающей 760—780 кг/м³, прочность их в несколько раз выше, чем у керамзита, что позволяет уменьшить расход цемента при тех же классах для равнопрочных бетонов.

Ведущими научно-исследовательскими институтами СНГ и Республики Узбекистан в области строительства (НИИЖБ, НИИЭС, ЦНИИ промзданий, ЦНИИЭП жилища, ТашЭНИИЭП, ТашНИИСТРОМПРОЕКТ, ЦНИИЭПсельстрой и НИИСК) обобщен опыт проектирования и строительства зданий и сооружений различного назначения с применением легких бетонов. Замена

тяжелого бетона легкими целесообразна и эффективна, если соотношение стоимостей крупного пористого и плотного заполнителей не превышает в одноэтажных и многоэтажных промышленных зданиях 1:1,5, в крупнопанельных жилых домах — 1:2,5, в сельскохозяйственных сооружениях — 1:3. С этой точки зрения наиболее эффективны природные пористые заполнители, шлаковая пемза, аглопорит из топливосодержащих зол и отходов угледобычи, пористые заполнители из местного сырья.

Для широкого внедрения в практику строительства легких бетонов, полученных на основе пористых заполнителей, необходимо исследовать физико-механические свойства бетонов и железобетонных конструкций на их основе.

В настоящей работе обобщены результаты изучения возможности использования легких бетонов на основе пористых заполнителей из лессовидных суглинков;

предложены математические модели для определения номинальных составов легких бетонов на новых пористых заполнителях, оптимизации составляющих, приведены результаты математического моделирования изменения физико-механических свойств исследуемых бетонов;

разработана методика расчета по несущей способности, образованию и раскрытию трещин, деформациям изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов со смешанным армированием с коэффициентом частичного преднапряжения от 0 до 1 с учетом дважды трансформированной диаграммы деформирования бетона и фактической диаграммы деформирования высокопрочной арматуры, реализованной в программе расчета на ЭВМ;

в климатических условиях Центральной Азии и Казахстана при длительном действии нагрузки проведены расчет и анализ накопления остаточных напряжений в железобетонных элементах в период изготовления и эксплуатации, влияния этих условий на трещиностойкость железобетонных элементов;

разработаны рекомендации по учету изменений свойств материалов, вызванных усилием предварительного обжатия, проведен расчет несущей способности, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов на основе легких бетонов, полученных из местных сырьевых ресурсов.

Глава 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1. АНАЛИЗ ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ, ИСПОЛЗУЕМЫХ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ УЗБЕКИСТАНА

Производство искусственных пористых заполнителей в качестве строительного материала получило достаточно широкое распространение благодаря использованию традиционных (керамзит, аглопорит, зольный гравий и шлаковая пемза) и новых видов заполнителей (местные сырьевые ресурсы, промышленные отходы и др.), причем керамзит — основной пористый искусственный заполнитель. Другие искусственные пористые заполнители, получаемые на основе вспучивания, называют керамзитоподобными.

Ценное качество заполнителей — наличие внутренних мелких равномерно распределенных пор. Общая пористость заполнителей, применяемых для легких бетонов, колеблется в пределах 30—65%. Это обеспечивает стабильность механических свойств, снижает плотность легкого бетона, уменьшает расход цемента и пр. Надежное сцепление пористого заполнителя с цементным камнем повышает совместное сопротивление этих двух важнейших компонентов при действии внешней нагрузки во всех случаях и на всех стадиях загрузки, что обуславливает наилучшее перераспределение напряжений в бетоне, рост его несущей способности.

Рассмотрим несколько керамзитоподобных заполнителей. Шунгизит получают вспучиванием при обжиге графитсодержащей сланцевой породы — шунгита. Порода в виде фракционированной крошки поставляется многим предприятиям, использующим ее как сырье для производства шунгизитового гравия. В ГОСТ 9759—83 «Гравий шунгизитовый» содержатся технические требования, аналогичные предъявляемым к керамзитовому гравия, однако истощенность запасов графитсодержащей сланцевой породы не позволяет наладить широкое производство шунгизита. Кроме того, по ряду характеристик шунгизитовый гравий уступает керамзиту, в частности, по прочности.

Перлит отличается от других пористых заполнителей высоким водопоглощением, повышающимся со степенью вспучивания. Его применяют в качестве теплоизоляционных и конструкционно-теплоизоляционных, жаростойких бетонов.

Вермикулит — пористый материал, имеющий насыпную плотность 80—300 кг/м³. Из него можно получать особо легкие бетоны небольшой прочности для теплоизоляции. В крупнопанельных

домах вермикулитобетон используется для утепления панелей наружных стен и совмещенных кровельных покрытий.

Высокая пористость, низкая прочность не позволяют использовать перлит и вермикулит в качестве заполнителей для несущих железобетонных конструкций.

В качестве заполнителей для бетонов все шире применяются некоторые органические синтетические полимерные материалы, например, полистирол, получаемый полимеризацией продуктов переработки нефти и природного газа.

Полистирол термопластичен, поэтому при обработке паром или кипящей водой размягченные гранулы вспучиваются испаряющимся изопентаном и превращаются в очень легкий мелкопористый материал. Диаметр таких гранул 10—15 мм, плотность 10—20 кг/м³, пористость до 98%. Вспученные гранулы пенополистирола, являющиеся полуфабрикатом в производстве пенополистирольных плит и других изделий, могут служить как заполнитель в теплоизоляционных и конструкционно-теплоизоляционных легких бетонах.

Аглопоритовый щебень, в отличие от керамзитового гравия, получается не вспучиванием, а спеканием массы и характеризуется большей долей открытых пор (15—20%), заполняемых в бетоне водой и цементным тестом. Это приводит к некоторому повышению расхода цемента, но одновременно способствует упрочнению заполнителя и сцеплению его с цементным камнем, что позволяет получать высокопрочный аглопоритобетон. Аглопорит отличается сравнительно высокой однородностью по насыпной плотности и прочности, что создает предпосылки для его эффективного применения.

Преимущества аглопорита перед керамзитом заключаются в более широком распространении исходного продукта, меньшем удельном расходе топлива для производства. Недостатком можно считать менее стойкую структуру: в аглопорите больше крупных сообщающихся пор и значительная открытая пористость, что приводит к увеличению расхода цемента и, как следствие, к повышению плотности легкого бетона.

В качестве заполнителей для бетонов в промышленности строительных материалов нашли применение доменные шлаки, а также мартеновские шлаки плотной (как щебень для обычного бетона) и пористой структуры (в гранулированном виде — как заполнитель для легких бетонов). Используют также шлаковую пемзу — кусковой или сыпучий высокопористый материал, получаемый поризацией шлакового расплава в процессе быстрого охлаждения. Главнейшие свойства шлаковой пемзы регламентированы ГОСТ 9760—83. По размеру зерен различают шлакопемзовый щебень фракции 5—10, 10—20 и 20—40 мм и шлакопемзовый крупный (1,2—5 мм) и мелкий (менее 1,2 мм) песок.

Топливные шлаки — рыхлый кусковой материал, сложная смесь неорганических и органических частиц, остающихся в топ-

ках котельных после сжигания каменного и бурого углей, антрацита, торфа и сланца. Насыпная плотность шлаков в сухом состоянии — 600—700 кг/м³, торфяных — 700—1000 кг/м³.

Пористые породы вулканического происхождения в зависимости от условий образования, воздействия природных факторов и уровня залегания различаются по плотности в куске, пористости, водопоглощению, прочности при сжатии, морозостойкости и др. Эти породы имеют ноздреватое (или губчатое) строение, включают вулканическое стекло.

Несмотря на различные виды используемых пористых заполнителей, строительная индустрия Узбекистана ощущает острый недостаток в сырьевых ресурсах. Все это побудило начать исследовательские работы по получению высокопрочных пористых заполнителей на базе лессовидных суглинков и возможности использования их в несущих железобетонных конструкциях.

1.2. ПРИМЕНЕНИЕ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ В НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЯХ, ИСПОЛЬЗУЕМЫХ В ПРАКТИКЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

После VIII конгресса Международной федерации предварительно напряженного железобетона ФИП (Лондон, 1978 г.), где подчеркивалась необходимость интенсивного исследования легких бетонов, начались активные разработки способов внедрения легких бетонов в несущие конструкции, используемые в индустриальном строительстве, мостостроении и других отраслях.

Например, в Австрии из легкого железобетона со стекловидным заполнителем начали строить 9—17-этажные дома. В Англии из шлакопемзобетона возведены жилые дома для студентов — Данельм-Хауз. В Иоганессбурге из бетона на зольном гравии построен банк высотой 146 м из легкого бетона, где в качестве мелкого заполнителя используется доменный шлак, а крупного — лайтак, — здание в Колверс Вуд (Лондон). Легкобетонные конструкции можно встретить на стройках Франции, Швейцарии, Дании, Чехии, Словакии, Польши, Венгрии, Болгарии, Финляндии, Голландии, Японии, России, Украины, Казахстана и других стран.

Широкое применение в практике строительства СНГ нашли многопустотные панели перекрытий длиной 5860 и 6260 мм, плиты покрытий размерами 3×6 и 3×12 м, в которых используется легкий бетон прочностью 20—30 МПа и объемной массой 1700—1800 кг/м³.

Освоено производство конструкций для промышленного строительства из легких бетонов прочностью 40—50 МПа, в том числе сегментных ферм пролетом 24 м, ребристых плит покрытий, пролетных строений мостов, пространственных конструкций типа цилиндрических оболочек и др.

В Грузии построен первый в Европе автодорожный мост из легкого бетона через р. Ахтубу. Применение высокопрочного керам-

зитобетона для этого моста позволило снизить массу конструкций на 31% и сэкономить 18% арматурной стали.

Изучением свойств легких бетонов и конструкций из них занимается ряд международных организаций, в том числе ФИП, созданы специальные комиссии, разрабатывающие международные рекомендации по расчету, проектированию и возведению конструкций из бетонов на пористых заполнителях.

Проблеме исследования бетонов на пористых заполнителях и конструкций из них в связи с расширением масштабов их применения в промышленном и гражданском строительстве посвящены всесоюзные и международные конференции, симпозиумы и совещания, проведенные в Куйбышеве, Париже, Риге, Будапеште, Москве, Пензе, Лондоне, Минске, Вильнюсе, Ереване, Харькове, Ташкенте, Тбилиси и др.

По мере изучения бетонов более высокой прочности стала очевидной целесообразность использования их как чисто конструкционного материала для изготовления практически всех видов несущих конструкций, в том числе под значительные нагрузки в сейсмически опасных районах, так как снижение массы конструкции позволяет уменьшить сейсмические воздействия, добиться более экономичных решений, чем при использовании бетонов на плотных заполнителях.

1.3. ВЛИЯНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАГРУЖЕНИЯ НА РАБОТУ БЕТОНОВ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ

В 30-х годах Р. Дэвис [153], А. В. Саталкин [200] обнаружили, что у бетона, находившегося под действием сжимающей нагрузки, повышались прочность на сжатие и модуль упругости по сравнению с бетоном, не твердевшим под нагрузкой. Подобные исследования продолжили И. И. Улицкий [209], Р. А. Мельник [188], С. Р. Раззаков и др. Р. А. Мельник, С. Р. Раззаков испытывали серии образцов, отличавшихся уровнем обжатия, возрастом бетона к началу обжатия, наличием или отсутствием пароизоляции. Как показали опыты, рост прочности на сжатие и модуль упругости достигали 25 и 6%, что, по их мнению, при высоких уровнях обжатия обусловлено возникновением уплотненного поверхностного слоя бетона, подобно эффекту пароизоляции.

В 1967—1972 гг. в Полтавском ИСИ Л. П. Макаренко и Г. А. Фенко [179] начали изучение влияния длительного обжатия бетона на его сопротивление при последующем кратковременном растяжении. Опыты показали, что при повышении начального уровня обжатия и последующем кратковременном растяжении прочность бетона снижается.

В 1968—1971 гг. А. И. Семенов и С. И. Аржановский [202] изучали влияние длительного обжатия бетона при последующем загрузении на его физико-механические свойства. Установлено, что призмная прочность и модули упругости при сжатии и рас-

тяжении после обжатия бетонов напряжением, равным (0,46—0,65), увеличивались на 15—24% по сравнению с подобными характеристиками необжатых образцов. В образцах, обжатых в течение 70 и 450 сут напряжением 0,65, наблюдалось повышение коэффициентов упругости при сжатии на 40 и 62% и при растяжении на 50 и 70%. Прочность на растяжение и предельная сжимаемость понизились на 9—52% и 17—35%, предельная растяжимость снизилась в 3 раза.

А. П. Кудзис и В. И. Глебов [166], изучив влияние длительного переменного обжатия на механические характеристики обычного и полимерцементного центрифугированных бетонов, выявили ощутимое влияние длительного сжатия усилиями убывающей величины. Так, прочность на сжатие бетонных образцов возросла на 10—25%, их модуль упругости — на 15%. Отмечен значительный рост напряжений, соответствующих границам микротрещинообразования $R_{срс}^I$ и $R_{срс}^V$, которые составили 30—65 и 20—65%.

В 1977—1980 гг. в Ростовском ПромстройНИИпроекте Д. Р. Маилян [172] исследовал влияние длительного переменного обжатия на свойства высокопрочных тяжелых бетонов. Для осуществления длительного обжатия была разработана специальная установка, обеспечивающая переменное во времени усилие. Показано, что длительное убывающее во времени обжатие бетона приводит к увеличению кубиковой прочности до 20%, призмной — до 29%. Наблюдалось также повышение значений модуля упругости до 18%, коэффициентов упругости при сжатии и растяжении в зависимости от относительной прочности до 40 и 32%. В свою очередь, убывающее во времени длительное обжатие приводило к снижению прочности образцов бетона на растяжение по сравнению с образцами, не подвергавшимися длительному обжатию, на 24—34%. Уменьшение значений предварительной сжимаемости и растяжимости составило 20 и 60%.

Исследование Т. Ш. Дахундаридзе [144], проведенное в ГрузНИИЭГС, выявило повышение прочности при сжатии легкого бетона, подвергнутого длительному обжатию, интенсивностью $\eta_p = \sigma_b / R_b$ до 0,5. При дальнейшем увеличении уровня предварительного обжатия наблюдался обратный эффект. Предложена формула, учитывающая влияние предварительного обжатия легкого бетона на изменение его прочности на сжатие.

В 1975—1978 г. в Полтавском ИСИ Н. М. Битько [115] изучал влияние интенсивности кратковременного и длительного центрального сжатия тяжелого бетона и аглопоритобетона [прочность 25—40 МПа] на их механические характеристики при последующем кратковременном растяжении. Опыты показали, что в результате кратковременного и длительного обжатия интенсивностью 0,8 прочность на растяжение аглопоритбетона уменьшалась на 15 и 45%, тяжелого бетона — на 20 и 45%, модуль уп-

ругости у обоих видов бетона при растяжении — на 9,5% и 32—35%, предельные деформации при растяжении после кратковременного обжатия увеличивались в аглопоритобетоне на 37%, в тяжелом бетоне на — 90%.

Основные изменения прочностных и упруго-пластических характеристик бетонов при растяжении после обжатия происходят при действии сжимающей нагрузки в течение 80 суток.

В работе [92], выполненной под руководством А. А. Ашрабова, установлено влияние длительного обжатия и растяжения керамзитобетона на изменение диаграммы $\sigma_b - \epsilon_b$ и прочность. Диаграмма $\sigma_b - \epsilon_b$ изменялась вследствие ползучести цементного камня и перераспределения внутренних усилий с вяжущего на упругий заполнитель. Статистическим методом установлена линейная зависимость между модулем упруго-пластичности керамзитобетона и напряжением кратковременного сжатия.

Эффект повышения прочности бетона, твердеющего под давлением, отмечен Г. Н. Шоршневым [216]. Значительно меньше изучено влияние длительного предварительного растяжения на механические свойства бетона.

А. С. Жовнир [154] определял влияние длительного предварительного растяжения керамзитобетона на его последующую работу при растяжении. Испытаны керамзитобетонные образцы прочностью 30—40 МПа ($\gamma_p = 1,7 - 1,76 \text{ т/м}^3$). Опыты показали, что в легких бетонах вследствие более значительного растяжения на прочность при кратковременном нагружении свойства изменяются гораздо сильнее. Степень и характер влияния длительного нагружения на R зависят от возраста, состава бетона, вида цемента и заполнителя, условий твердения и др. Однако основной фактор — уровень длительного нагружения $\eta_{pt}(t)$. При обжатии $\eta_{pt} = 0,1 - 0,2$ изменений не наблюдалось, при интенсивности до $\eta_{pt} = 0,45$ R_{bt} снижалось на 5—10%, доведение η_p до 0,65—0,7 приводило к разрыву образцов через несколько суток после нагружения.

А. Г. Азизов [1] исследовал влияние предварительного растяжения на свойства тяжелого бетона прочностью 35—40 МПа. Показано, что после длительного предварительного растягивающего усилия прочность тяжелого бетона при последующем растяжении увеличилась на 4—15%. Значения предельной растяжимости и коэффициентов упругости при последующем кратковременном сжатии и растяжении также возросли на 10—32%, 6—21% и 4—14%. Призмная прочность уменьшилась на 2—20%, деформативность — на 15—36%, модуль упругости — на 7—25%.

И. Д. Свиноаренко, Л. П. Макаренко и Е. М. Бабич [201] рассматривали изменения прочностных свойств бетона при сжатии и растяжении после кратковременного растяжения. При длительном предварительном растяжении наблюдалось понижение призмной прочности на 8,7—15,8% в зависимости от составов бе-

тона. В то же время предварительное растяжение существенно повысило значение прочности при растяжении на 9,3—11,5%.

Таким образом, приведенный обзор позволяет констатировать следующее:

предварительное обжатие и растяжение существенно изменяют прочность бетонов при последующем сжатии и растяжении $\eta_p = \sigma_b/R_b$; $\eta_{pt} = \sigma_{bt}/R_{bt}$. Существенное изменение механических характеристик бетонов отмечено при действии длительно сжимающих и растягивающих нагрузок в течение первых 28—30 сут;

количество данных о влиянии предварительного обжатия и растяжения на свойства легкого бетона ограничено, в ряде случаев результаты исследований весьма противоречивы; данных о влиянии предварительного обжатия и растяжения на свойства легких бетонов с пористыми заполнителями из лессовидных суглинков в литературе не встречалось;

используемые методики предусматривают практически постоянный уровень предварительного обжатия (кроме [1,172]), в то время как в реальных условиях предварительное обжатие бетона со временем заметно уменьшается, неизбежны потери предварительного напряжения от усадки, ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре и других факторов. Таким образом, проведенные эксперименты не дают истинной картины изменения показателей бетонов в натуральных конструкциях.

1.4. РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО РАСЧЕТУ ИЗГИБАЕМЫХ И СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Все более широко применяются конструкции со смешанным армированием, так как в них часть продольной арматуры натяжению не подвергается. Это позволяет предусматривать обрывы ненапрягаемой арматуры в пролете в соответствии с эпюрами внутренних усилий, что ведет к снижению расходов стали, и следовательно, к повышению эффективности строительства. Такие конструкции, в отличие от обычных предварительно напряженных, обладают большей податливостью и способностью к энергопоглощению, что особенно важно при строительстве в сейсмоопасных зонах. Благодаря уменьшению усилия обжатия в них существенно уменьшаются потери от кратковременной и длительной ползучести бетона. Появляются возможности снижения класса бетона и передаточной прочности, облегчения арматурных работ. Это позволяет уменьшить трудоемкость изготовления и технологическую энергоемкость конструкций.

Особенности смешанного армирования изучали В. П. Артемьев, Г. И. Бердичевский, А. А. Гвоздев, Н. Г. Головин, Ю. П. Гуца, С. А. Дмитриев, Н. А. Калашников, Ф. Е. Клименко, Р. Л. Маляев, К. В. Санников, М. А. Стасюк, И. А. Трифонов, П. Абелес, Х. Бахман, Д. Босс, Д. Думитреско, С. Иномата, Ф. Леонгард, К. Окада и др.

Следует отметить, что эти конструкции не имеют единого названия. Так, некоторые зарубежные авторы употребляют термин «частично преднапряженные элементы», обозначающий преднапряженные элементы, содержащие ненапрягаемую рабочую арматуру любого класса. В странах СНГ принято употреблять термин «смешанное армирование». На наш взгляд, он достаточно точно характеризует эти конструкции.

Для оценки относительного усилия, воспринимаемого преднапряженной частью арматуры в элементах со смешанным армированием, введен коэффициент частичного преднапряжения K_p . Элементы со смешанным армированием наиболее эффективны в тех случаях, когда напряжения в арматуре в предельном состоянии достигают расчетных сопротивлений в арматуре, подвергаемой преднапряжению и ненапрягаемой. Это возможно при соответствующих значениях высоты сжатой зоны элемента, уровня предварительного напряжения $\sigma_{сп}/\sigma_{0,2}$, минимально допустимой величины коэффициента частичного преднапряжения K_p . Последнее должно приниматься таким, чтобы удовлетворялись требования по ширине раскрытия трещин. Следует учитывать также сочетаемость классов преднапряженной и ненапрягаемой арматуры.

В странах СНГ элементы со смешанным армированием нашли широкое применение при изготовлении конструкций стоек ЛЭП, мачт и других, имеющих переменное сечение по высоте.

Единый подход к расчету прочности, трещиностойкости и деформативности для подобных предварительно напряженных элементов предложен С. А. Дмитриевым. Результаты его исследований вошли в нормативные документы. Позже под его руководством разработаны рекомендации для назначения величины предварительного напряжения и вида ненапрягаемой арматуры в элементах со смешанным армированием [150].

Г. И. Бердичевский и В. А. Таршиш [111] пришли к выводу, что добавление ненапрягаемой арматуры в центрально растянутых предварительно напряженных элементах уменьшает потери преднапряжений и ширину раскрытия трещин. Авторы утверждают, что для внедрения таких конструкций следует снять ограничения на применение арматуры класса А-IV и использовать более высокие марки стали. Сечение и прочностные характеристики преднапряженной и ненапрягаемой арматуры рекомендовалось подбирать из условий одновременного достижения в них предела текучести.

К. В. Санников [199] поставил под сомнение целесообразность применения стали высоких классов в изгибаемых элементах со смешанным армированием в качестве ненапрягаемой арматуры из-за большого раскрытия трещин.

И. И. Градюк и М. И. Стасюк [139] изучали раскрытие и закрытие трещин в изгибаемых элементах со смешанным армированием, причем ненапрягаемая арматура с физическими пределами текучести также ставилась дополнительно к преднапряженной,

изменялась лишь высота ее расположения в растянутой зоне элемента. Они выявили, что ненапрягаемая арматура в конструкциях со смешанным армированием уменьшает потери преднапряжения от ползучести бетона, которые зависят от степени армирования, что усиливает трещиностойкость элемента.

Н. Г. Головин [140], рассматривая работу ненапрягаемой и напрягаемой арматуры при эксплуатационных нагрузках, отметил, что неупругие деформации арматуры резко ухудшают условия закрытия трещин. За момент закрытия трещины в изгибаемых элементах со смешанным армированием он предложил принимать такое значение нагрузки, при уменьшении которого ширина раскрытия трещин изменяется на небольшую величину.

Н. Н. Филимонов и И. А. Трифонов [210] исследовали особенности использования методики расчета прочности по СНиП П—21—75 по определению границы переармирования сечения при изгибе и напряжений арматуры в элементах, имеющих смешанное армирование. Они провели эксперименты с балками со смешанным армированием и установили условия, при которых в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре достигаются расчетные сопротивления.

В. П. Артемьев и М. А. Арсланбеков [10] рекомендовали для расчета прочности элементов со смешанным армированием учитывать работу преднапряженной и ненапрягаемой арматуры за условным пределом текучести. По их мнению, смешанное армирование в виде совокупностей напрягаемых и ненапрягаемых арматурных сталей целесообразно для конструкций третьей категории трещиностойкости. В практических рекомендациях «Руководства» переоценена прочность по нормальным сечениям железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием при ξ , близком к граничному значению ξ_R , и при высоких уровнях преднапряжений.

Д. А. Чалкаторян [211] исследовал многопустотные плиты перекрытия со смешанным армированием с учетом неравномерности обжатия сечений панелей при отпуске натяжений и совместной работы напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. Показано, что многопустотные панели перекрытия со смешанным армированием по трещиностойкости и жесткости занимают промежуточное положение между панелями с полностью преднапряженной арматурой и без преднапряжения. Прогибы многопустотных панелей перекрытий со смешанным армированием с достаточным приближением можно рассчитывать по СНиП П—21—75.

Р. Л. Майлян и Г. Г. Рей [180] рассматривали работу растянутых железобетонных элементов со смешанным армированием и установили, что степень приращения ширины раскрытия трещин при повторных нагружениях практически не зависит от коэффициента частичного преднапряжения. Получены выражения, с помощью которых можно определить оптимальные соотношения площадей сечения преднапряженной и ненапрягаемой арматуры из условия

максимально допустимой ширины раскрытия трещин при заданных уровнях предварительного напряжения.

Результаты изучения элементов со смешанным армированием неоднократно обсуждались на международных конгрессах ФИП, в частности на VII в Лондоне и на VIII в Стокгольме. В 1980 г. в Бухаресте был проведен специальный симпозиум ФИП по преднапряженному железобетону и частично преднапряженным железобетонным конструкциям. Г. И. Бердичевский, Ю. П. Гуша и В. Г. Крамар [111] обобщили опыт отечественных специалистов по проектированию и расчету железобетонных конструкций со смешанным армированием. Показано, что эксплуатационные требования, предъявляемые к конструкциям, могут быть обеспечены при различном сочетании преднапряженной и ненапрягаемой арматуры.

За рубежом идею использования смешанного армирования предложил Ф. Леонгард [234]. В 1978 г. на VIII Конгрессе ФИП он убедительно доказал технико-экономические преимущества подобных конструкций.

Большой вклад в изучение и проектирование конструкций с частичным преднапряжением внес А. В. Абелес [221], который привел примеры применения смешанного армирования при использовании ненапрягаемой арматуры из мягкой стали.

В. Г. Рисзо и В. Депо [141] после экспериментально-теоретических исследований пришли к выводу, что с увеличением степени пассивного армирования [ненапрягаемая арматура] трещиностойкость растянутого бетона повышается при дальнейшем [после образования трещин] увеличении нагрузки и последующей разгрузке. Относительно небольшое количество опытов не дало возможности окончательно судить об эксплуатационных преимуществах частично преднапряженного элемента.

Ф. Кулка, Т. Лин, Ф. Чоу [180] пришли к выводу, что частично, предварительное напряжение необходимо не только в целях экономии, но и для лучшей работы конструкции из предварительно напряженного железобетона. Приведен ряд примеров из практики, в которых показано, что при проектировании конструкций сложной конфигурации почти всегда встает проблема растягивающих напряжений, однако дополнительное введение в конструкцию обычной арматуры позволяет справиться с ней.

Ш. Иномата, Ш. Окамото, Х. Мугурута [232] показали, что конструкции из частично преднапряженного железобетона в сравнении с полностью преднапряженными не только лучше поглощают энергию динамических воздействий, но и более эффективны при многократно повторенных знакопеременных нагрузках.

Г. Калин, И. Стамеску [228] изучали возможности использования частичного преднапряжения в опорных стыках сборных элементов неразрезных железобетонных балок. Установлена повышенная пластичность узла с частичным преднапряжением полностью армированного преднапряженной высокопрочной про-

волоочной стали. Отмечено высокое сопротивление скалыванию испытанных узлов; во всех опытных образцах разрушение проходило от изгиба по опорному сечению.

И. Дин, Р. Парк, Л. Тиан [244] считают, что в частично преднапряженных балках количество ненапрягаемой арматуры и степень преднапряжения должны устанавливаться из расчета на восприятие усилий от временных нагрузок или их части. Количество ненапрягаемой арматуры должно быть таким, чтобы обеспечить необходимую трещиностойкость во всех стадиях работы и вместе с напрягаемой арматурой воспринимать напряжение при изгибе от расчетной нагрузки.

К. Аврам, И. Филимон [223] пришли к выводу, что в частично преднапряженных балках определить ширину раскрытия трещин сложно, провели ряд экспериментально-теоретических исследований и дали свои предложения.

Г. Бахман [224], изучив особенности частично преднапряженных конструкций, выдвинул 10 основных положений (тезисов), которые должны рассматриваться как исходные при построении методики расчета частично преднапряженных конструкций.

П. Ксеркавен [180], анализируя французские нормативные документы, отметил, что в частично преднапряженных конструкциях основное внимание уделено наиболее рациональному определению ненапрягаемой арматуры. Главная трудность состоит в установлении нормативных требований к частично преднапряженным конструкциям при определении количества ненапрягаемой арматуры для обеспечения требуемой трещиностойкости.

Ф. Леонгард [234] подтвердил, что при правильном расчете частичное предварительное напряжение повышает эксплуатационные характеристики конструкций, их запас прочности.

Д. Думитреску и А. Попесску [229] установили, что в элементах с частичным преднапряжением закрытие трещин происходит под действием нагрузки, имеющей более низкие значения, чем в элементах, содержащих только преднапряженную арматуру. Тем не менее закрытие трещин под нагрузкой происходит медленно. С учетом этого аспекта для обеспечения долговечности элементов с частичными преднапряжениями рекомендуется обеспечить условия, ограничивающие среднюю ширину раскрытия трещин.

Использование в элементах со смешанным армированием в качестве ненапрягаемой арматуры из мягкой стали может привести к развитию в ней необратимых деформаций уже при эксплуатационных нагрузках, вследствие чего при повторных загрузках элемент не будет отвечать требованиям трещиностойкости.

Таким образом, элементы со смешанным армированием имеют определенные преимущества, их применение в строительстве не только экономически выгодно, но и создает возможности для лучшей работы конструкции. Следует отметить, что остались не изу-

ченными некоторые вопросы и поэтому исследования в этой области следует продолжить.

Вопрос использования в сжатых элементах высокопрочной арматуры весьма актуален, так как термически высокопрочная стержневая арматура выпускается в достаточном количестве и применение ее во внецентренно сжатых железобетонных элементах могло бы дать существенную экономию металла, причем в ряде случаев [в ненапряженных стойках] практически без усложнения технологии армирования.

Проблему эффективного использования продольной высокопрочной арматуры в сжатых железобетонных элементах изучали многие ученые и решение ее обычно связывали с предельными деформациями бетона, поэтому в большинстве случаев работа высокопрочной продольной арматуры в сжатых элементах рассматривалась при наличии косвенного армирования [132, 162, 191]. Так, применение сварных сеток в колоннах с арматурой класса Ат-VI позволило достичь экономии продольной арматуры в пределах 18% [214].

В некоторых опытах [185, 206, 214] высокопрочная арматура использована в сжатых стойках без дополнительных мероприятий по повышению предельной сжимаемости бетона. Это способствовало интенсивному перераспределению усилий с бетона на арматуру, что вызвало уменьшение сжимающих напряжений в бетоне и увеличение напряжений в арматуре. При росте доли продольного армирования происходили более интенсивные перераспределения усилий с бетона на арматуру и связанная с ними разгрузка бетона. Этим объясняется повышение предельной сжимаемости стоек с высокопрочной арматурой, имеющей высокую долю продольного армирования [$\mu=5-8\%$] [185, 206, 214].

По данным В. В. Сурина [206], повышение предельной деформативности бетона и связанное с ним перераспределение напряжений между бетоном и арматурой позволяют эффективно использовать в сжатых элементах арматуру классов Ат-VI и Ат-VII. Так, при центральной сжатии значения напряжений в высокопрочной арматуре составили 410—1100 МПа, при внецентренном сжатии — 620—1200 МПа. Влияния высокопрочной арматуры на границы микротрещинообразования не наблюдалось. Применение высокопрочной арматуры дало возможность значительно повысить прочность сжатых элементов как при центральном, так и внецентренном действии нагрузки. Автор отметил, что замена арматуры класса А-III на класс Ат-V и выше позволяет снизить расход металла в колоннах из бетона на плотном заполнителе на 33%, на шлаковом заполнителе — до 50%.

Т. П. Минченя [185] отметил, что предельные деформации бетона в кольцевых сжатых элементах с арматурой класса А-V оказались выше, чем из стали класса А-III. Испытания показали, что напряжения в арматуре из стали А-V в момент разрушения кольцевых элементов выше, чем в арматуре из стали класса А-III.

С увеличением коэффициента армирования продольной арматуры напряжения в сжатой высокопрочной арматуре повышались. У кольцевых образцов с высокопрочной арматурой несущая способность оказалась выше, чем у образцов с арматурой класса А-III при одинаковой доле армирования. Применение высокопрочной арматуры позволило повысить несущую способность колонн кольцевого сечения без изменения геометрических размеров сечения.

Исследовалось влияние предварительного растяжения на прочность железобетонных стоек [113, 130, 155, 172, 161]. Установлено, что преднапряжение эффективно в основном в гибких железобетонных стойках. Для элементов небольшой гибкости ($e_0/h = 10-12$) при центральном сжатии преднапряжение небольшой величины ($\sigma_{sp}/R_s = 0,05-0,1$) может повысить их несущую способность на 5-7% по сравнению с ненапряженными образцами [161, 214]. Обжатие $\sigma_{sp}/R_s = 0,1$ снижало несущую способность коротких стоек пропорционально величине обжатия, причем несколько более значительно для колонн, обжатых в позднем возрасте [186].

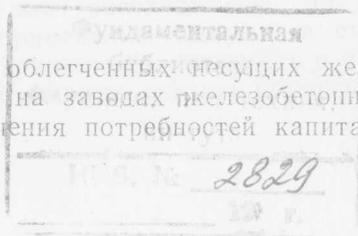
С увеличением эксцентриситета и доли армирования отрицательное влияние преднапряжения уменьшалось, однако несущая способность ненапряженных колонн в большинстве случаев оставалась все же выше, чем напряженных. Исследованы колонны с неравномерным предварительным обжатием бетона [172]. Несущая способность у таких колонн оказалась выше, чем у равномерно обжатых (с напряжением, равным максимальному при неравномерном обжатии). Неравномерное предварительное обжатие элементов существенно увеличивало трещиностойкость по сравнению с равномерным предварительным обжатием.

Предложено использовать в сжатых элементах высокопрочную арматуру путем ее предварительного сжатия [171]. Рассмотрены способы предварительного сжатия арматуры. В железобетонных стойках с предварительно сжатой арматурой при некотором усложнении технологии изготовления достигнуто существенное сокращение расхода арматурной стали.

Таким образом, можно сделать вывод, что использование высокопрочной арматуры в сжатых железобетонных элементах весьма эффективно, однако, остается недостаточно изученной их работа под нагрузкой, в частности легкобетонных стоек с высокопрочной арматурой. Железобетонные стойки из бетонов на основе лессовидных суглинков, армированные обычной и преднапряженной высокопрочной сталью, также не изучены.

1.5. ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

Анализ показал, что объем облегченных несущих железобетонных элементов, выпускаемых на заводах железобетонных изделий, недостаточен для обеспечения потребностей капитального



строительства в Узбекистане. Кроме того, для облегченных конструкций используется заполнитель плохого качества, сырьевые источники отдалены от заводов-изготовителей. В связи с этим первостепенной задачей автор считает выявление новых видов сырьевых ресурсов для получения качественного высокопрочного заполнителя, обеспечивающего потребности промышленного и гражданского строительства республики.

В ТАСИ предложена технология получения новых эффективных легких искусственных материалов на основе лессовидного суглинка — керампорита и кампорита, отвечающих требованиям нормативных документов, предъявляемым к заполнителям.

Для широкого внедрения в практику строительства новых эффективных облегченных железобетонных элементов на их основе автор поставил следующие задачи:

- 1) провести подсчет объемов сырьевых ресурсов, обеспечивающих потребности Республики Узбекистан в получении новых эффективных искусственных заполнителей;
- 2) подобрать оптимальные составы для высокопрочных легких бетонов, используя теории вероятностей и математической статистики;
- 3) определить изменение расчетных характеристик материалов в зависимости от технологических и возрастных параметров, уровня и длительности прикладываемых нагрузок с привлечением математического аппарата теории планирования эксперимента;
- 4) разработать методы расчета железобетонных элементов на основе современных представлений об упруго-пластической работе материалов по 1-й и 2-й группам предельных состояний;
- 5) составить алгоритм и разработать программу расчета на ИВМ РС/АТ для возможного их использования при проектировании железобетонных элементов.

Глава 2. ПОЛУЧЕНИЕ НОВЫХ ВИДОВ ВЫСОКОПРОЧНЫХ ИСКУССТВЕННЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ И ИЗУЧЕНИЕ СВОЙСТВ БЕТОНОВ НА ИХ ОСНОВЕ

2.1. СЫРЬЕВЫЕ РЕСУРСЫ МАТЕРИАЛОВ И ТЕХНОЛОГИЯ ПОЛУЧЕНИЯ КЕРАМПОРИТА И КАМПОРИТА НА БАЗЕ ЛЕССОВИДНЫХ СУГЛИНКОВ

Лессы и лессовидные суглинки — наиболее распространенные отложения четвертичного периода покрывают около 2,5% всей суши нашей планеты, от жарких до холодных зон. Наиболее широко они распространены в восточной части Западной Европы, на Украине, в Белоруссии, в Китае, на Дальнем Востоке (в среднем и верхнем течении р. Амура), в Сибири (по рекам Лене, Оби, Енисею), на севере Африки (в субтропической зоне). В Средней Азии и Казахстане эти породы занимают почти всю равнинную поверхность между горной зоной и песчаными пространствами Кызылкумов и Каракумов шириной до 150 км, а в долинах рек Амударьи, Сырдарьи, Зарафшана расположены более узкой полосой.

Сырьевая база стройиндустрии в Центральноазиатском регионе представлена огромными запасами месторождений лессовых пород и лессов, характеризующихся однородностью, тонкозернистым и рыхлым строением. По механическому составу лессы отличаются от глин большим содержанием пылеватых частиц диаметром 0,05—0,005 мм, включая кварцевую пыль, карбонаты, полевые шпаты, чешуйки слюды и гидрослюды, глинистые и другие материалы.

Запесоченность и высокое содержание карбонатов в лессовой породе затрудняют производство даже обыкновенного глиняного кирпича. Такой кирпич имеет низкие физико-механические показатели, на нем появляются выцветы растворимых солей, что ограничивает применение его в качестве лицевого. И все же он служит основным строительным материалом в условиях Средней Азии.

Исследования ученых Украины, Белоруссии, Средней Азии, Дальнего Востока и Сибири позволяют сделать вывод о том, что даже при улучшении всех физико-механических и структурных свойств масс из лессовой породы получить указанными выше способами крупноразмерные обожженные блоки, панели, изделия сложных профилей и форм не представляется возможным.

Вместе с тем возрастающие потребности в эффективных строительных материалах обуславливают необходимость получения и исследования таких изделий, применение которых в строительстве на индустриальной основе снижало бы стоимость и повышало бы его темпы. Таким материалом можно считать пористые запол-

нителю кампорит и керампорит, полученные по технологии ТАСИ профессором Л. М. Ботвиной.

Приведем сравнительные характеристики физико-механических свойств предложенных заполнителей керампорита и кампорита и широко используемых в практике строительства Узбекистана керамзита и аглопорита (табл. 1). Поскольку основными характеристиками заполнителя, определяющими их использова-

Таблица 1

Физико-механические свойства керамзита, аглопорита, керампорита и кампорита (пористые заполнители из лессовидных суглинков)

Показатель	Пористый заполнитель, используемый в легких бетонах						Требования ГОСТ 11991-83
	керампорит	аглопорит	керампорит		кампорит		
			обжиг при 1000°C	1000°C	1000°C	1150°C	
Плотность, кг/м ³	725	550	750	800	735	785	700—800
Объем межзерновых пустот, %	52	64	42,3	44,1	43,2	46,4	—
Прочность при сдавливании в цилиндре, МПа	1,5	0,5	2,5	11,2	6,2	6,7	1,3—1,7
Водопоглощение, %	15	25	20	15	17,4	15,8	—
Коэффициент размягчения	0,91	0,89	0,95	0,98	0,93	0,94	—
Потеря массы, %							
при железистом распаде	3,2	7,8	2,8	2,9	2,75	2,41	5,0
при силикатном распаде	5,1	9,4	0,3	0,1	0,11	0,13	8,0
при прокаливании	1,7	3,0	1,2	0,31	1,45	1,39	3,0
при кипячении	2,4	4,8	1,21	1,34	1,55	1,45	—
после 15 циклов замораживания	7,3	9,8	2,78	2,15	2,84	2,20	10

ние в легких бетонах, являются прочностью и объемная масса, из приведенных данных можно сделать вывод, что кампорит и керампорит могут заменить ныне используемые керамзит и аглопорит и обеспечить качество и объем конструкций. Так как запасы лессовидного суглинка на территории Узбекистана огромны, то стоимость их производства будет низкой.

2.2. ПОДБОР ОПТИМАЛЬНЫХ СОСТАВОВ ИССЛЕДУЕМЫХ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ

Для анализа зависимости показателей качества бетонов от состава, выбора функции для расчета номинальных составов на основании полученных экспериментальных данных построены математические модели прочности, водопотребности и плотности легких бетонов.

На алгоритмическом языке ФОРТРАН составлена программа для ЭВМ ЕС-1062, которая позволяет обработать результаты

наблюдений по методу наименьших квадратов. Оценкой для них стала мера отклонения от регрессии E , которая выдавалась согласно алгоритму расчета на ЭВМ. Коэффициенты полученных уравнений для бетонов с различными зерновыми составами и их оценки приводятся в табл. 2.

Анализ уравнений позволяет отметить, что основным фактором, определяющим прочность бетонов с исследованными пори-

Таблица 2

Коэффициенты уравнений регрессии и их оценки

Зерновой состав	Уравнение прочности $R = A \cdot R_{ц} \cdot (\Pi - \Pi_0)$			Формула водопотребности $B = a + b \cdot \Pi$			Уравнение плотности $\rho = c + d \cdot \Pi$		
	A	Π_0	E	a	b	E	c	d	E
Бетон с керамзитом без добавки									
I	0,00127	67,323	0,031	187,3	0,101	0,447	911,9	1,151	0,548
II	0,00162	77,290	0,030	189,7	0,125	0,447	1017,9	1,151	0,548
III	0,00193	76,995	0,029	190,7	0,152	0,447	1123,9	1,151	0,548
IV	0,00226	80,170	0,034	194,7	0,172	0,837	1230,9	1,151	0,548
V	0,00260	82,612	0,049	195,0	0,200	0,002	1336,9	1,151	0,548
Бетон с керамзитом с добавкой ЛСТ (0,32% от массы Ц)									
I	0,00112	10,282	0,014	172,7	0,098	0,001	911,9	1,151	0,548
II	0,00148	33,748	0,002	173,0	0,124	0,001	1017,9	1,151	0,548
III	0,00184	43,966	0,001	174,0	0,151	0,001	1123,9	1,151	0,548
IV	0,00220	53,885	0,008	176,4	0,160	0,001	1230,9	1,151	0,548
V	0,00245	47,858	0,010	177,0	0,200	0,001	1336,9	1,151	0,548

Примечание. R — кубиковая прочность бетона, МПа; $R_{ц}$ — активность цемента, МПа; Π — расход вяжущего, кг/м³; B — водосодержание смеси, л/м³; ρ — средняя плотность бетона, кг/м³.

стыми заполнителями, следует считать количество вяжущего. Рост прочности для каждого зернового состава пропорционален увеличению расхода цемента. Изменение гранулометрического состава заполнителя в бетоне с постоянным расходом вяжущего определенной активности (переход от одной группы зернового состава к другой) приводит к изменению прочности на 15—16%.

Гранулометрический состав пористого заполнителя в основном определяет плотность бетона; переход от одного зернового состава к другому изменяет среднюю плотность на 7—10%. В каждой группе бетонов влияние расхода цемента на их среднюю плотность для любого зернового состава одинаково ($d = \text{const}$).

Анализ зерновых составов, использованных в экспериментах, показал, что оптимизация гранулометрии заполнителя должна происходить за счет изменения соотношения объемов мелких (менее 5 мм) и крупных фракций (более 5 мм).

Определение номинальных составов бетонов требуемой прочности с предельным значением средней плотности на основе искусственных пористых заполнителей предлагается выполнять с

помощью формул прочности и водопотребности и системы уравнений многомерной линейной регрессии, включающих параметры зернового состава, расход вяжущего и воды для бетона с заданными производством показателями.

Уравнения многомерной линейной регрессии получены по результатам проведенного эксперимента (табл. 3, 4) с помощью специальной программы на ЭВМ ЕС-1062:

$$\hat{y} = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + a_3x_3 + a_4x_4, \quad (2.1)$$

где a_0, a_1, a_2, a_3, a_4 — коэффициенты регрессии; x_1 — расход заполнителя фракции менее 5 мм, кг/м³; x_2 — расход заполнителя

Таблица 3

Рекомендуемые расходы материалов на 1 м³ легкого бетона с пористым гравием, плотным песком и цементом марки 400

Зерновые составы	Расход заполнителя, кг (при крупности, мм)		Расход цемента Ц, кг	Расход воды, В, л	Прочность бетона R, л МПа	Плотность бетона ρ, кг/м ³
	менее 5	более 5				
I	0	912	225	210	8	1171
II	243	775	225	218	10	1277
III	486	638	225	225	12	1383
IV	729	502	225	233	14	1490
V	972	365	225	240	16	1596
I	0	912	300	218	13	1257
II	243	775	300	227	15	1363
III	486	638	300	236	18	1469
IV	729	502	300	247	20,5	1576
V	972	365	300	255	23	1682
I	0	912	375	225	17,5	1343
II	243	775	375	237	21,5	1449
III	486	638	375	248	25,5	1555
IV	729	502	375	259	29,5	1662
V	972	365	375	270	34	1768
I	0	912	450	233	20	1430
II	243	775	450	246	25	1536
III	486	638	450	259	30	1642
IV	729	502	450	272	35	1749
V	972	365	450	285	40	1855

фракции более 5 мм, кг/м³; x_3 — расход цемента, кг/м³; x_4 — расход воды, л/м³; \hat{y} — входные параметры бетона: предел прочности при сжатии или средняя плотность.

Для бетонов с новыми пористыми заполнителями при нормальных условиях твердения, а также добавкой ЛСТ при твердении

в сухом жарком климате в табл. 5 приведены коэффициенты уравнений.

Таблица 4

Рекомендуемые оптимальные расходы воды по результатам испытания бетонных образцов на прочность

Зерновые составы	Расход цемента Ц, кг	Расход воды В			Прочность бетона R		
		л	%	± л	МПа	%	± МПа
I _н	225	210	100	0	8	100	0
I _с	225	236	12,4	+26	7,08	11,5	-0,92
I _д	225	195	7,1	-15	8,18	2,2	+0,18
III _н	225	225	100	0	12	100	0
III _с	225	253	12,5	+28	10,76	10,3	-1,24
III _д	225	208	7,5	-17	12,28	2,3	+0,28
I _н	450	233	100	0	20	100	0
I _с	450	262	12,5	+29	17,54	12,3	-2,46
I _д	450	215	7,7	-18	20,5	2,5	+0,5
III _н	375	248	100	0	25,5	100	0
III _с	375	280	12,9	+32	22,64	11,2	-2,86
III _д	375	229	7,6	-19	26,1	2,4	+0,6

Примечание. Бетонные образцы с зерновыми составами I_н и III_н хранились в нормальных условиях, I_с и III_с — в сухом жарком климате, I_д и III_д — в сухом жарком климате с добавкой ЛСТ.

Таблица 5

Коэффициенты уравнений многомерной регрессии

\hat{y}_i	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
Бетон с керампоритом без добавки					
Прочность бетона R, МПа	306,73	-0,111	-0,215	0,0032	-0,5694
Средняя плотность $\rho_{св}$, кг/м ³	-7141,5	4,851	8,149	0,5430	3,7738
Бетон с керампоритом с добавкой ЛСТ (0,32% массы цемента)					
Прочность бетона R, МПа	516,04	-0,249	-0,457	0,0002	-0,5534
Средняя плотность $\rho_{св}$, кг/м ³	-1,642	1,0007	1,001	1,150	0,0017

Блок-схема определения номинального состава бетона требуемой прочности с предельным значением средней плотности при известных показателях качества вяжущего и заполнителя показана на рис. 1.

2.2.1. Рекомендации по определению состава бетона с пористыми заполнителями

1. Определение состава бетонной смеси для производства должно учитывать все технологические и производственные факторы, влияющие на показатели назначения бетона, его прочность и среднюю плотность. Показатели конструктивности бетона должны устанавливаться в соответствии с требованиями, введенными в действие ГОСТ 27006-86 «Бетоны. Правила подбора состава бетона», который регламентирует поэтапное определение расхода материалов.

На первом этапе на основании экспериментальных зависимостей нормируемых показателей качества от параметров состава разрабатывается номинальный состав бетонной смеси (НСБ). Экспериментальная оценка функциональных зависимостей позволяет учесть влияние основных и дополнительных факторов на удобоформуемость бетонной смеси, прочность и плотность бетона. Оптимизация получаемых зависимостей обеспечивает выбор рациональных параметров состава и его эффективность.

Установление НСБ и функциональные зависимости служат основой для назначения рабочих составов бетона (РСБ) и их корректировки в процессе функционирования производства. Назначение новых и корректировка РСБ производится на втором этапе подбора состава в зависимости от результатов входного, операционного и приемочного контроля. Процесс определения состава бетона на пористых заполнителях завершается расчетом рабочих дозировок для передачи их в бетоносмесительное отделение.

2. Особенностью установленного стандартом метода определения состава бетона является учет всех производственных и технологических факторов при построении экспериментальных зависимостей нормируемых показателей качества от параметров состава.

Эффективность определяемого состава во многом обусловлена выбором экспериментальных зависимостей и расчетных функций, используемых для выявления количества материалов в бетоне.

Для назначения состава бетона с пористыми заполнителями необходимо учитывать результаты статистического контроля и регулирования прочности бетона и плотности материала. Следует подчеркнуть, что корректировка состава по прочности обязательно приводит к противоположному эффекту для бетона средней плотности.

3. Разработан алгоритм назначения номинального состава, определения и корректировки рабочих составов бетонных смесей с пористыми заполнителями.

Целевое назначение состава реализуется на основе эмпирического метода определения состава бетона, разработанного в Ростовском инженерно-строительном институте, использованием

системы уравнений и экспериментальной оценки активности цемента непосредственно в бетоне.

Блок-схемы назначения номинального состава, определения и корректировки рабочих составов приведены на рис. 2, 3.

В качестве расчетных уравнений приняты функциональные зависимости прочности бетона от активности цемента, его количества в бетонной смеси и насыпной плотности пористого заполнителя $R = f(R_u, \rho_3)$, учтена также зависимость водопотребности от хода вяжущего $B = f(\rho_3)$. Для нахождения всех четырех неизвестных параметров состава бетона использованы два уравнения регрессии, учитывающие влияние расхода цемента, воды, мелкого и крупного пористых заполнителей на прочность и плотность бетона (1 и 2).

Принятая система уравнений обеспечивает нахождение параметров состава бетона и учитывает технологическое противоречие бетона с пористыми заполнителями:

$$R = a_0 + a_1 Z_1 + a_2 Z_2 + a_3 \rho_3 + a_4 B, \quad (2.2)$$

$$\rho = a_0 + a_1 Z_1 + a_2 Z_2 + a_3 \rho_3 + a_4 B. \quad (2.3)$$

4. Принимаемые для расчета аналитические зависимости определены по экспериментальной оценке показателей назначения бетона и учитывают особенности влияния конкретного материала на его свойства. На практике, если качество применяемых материалов соответствует качеству принятых в данном исследовании, допустимо использовать настоящую систему.

Рабочий состав бетона для производства изменяют в случаях, когда по данным входного контроля установлено изменение качества поступивших материалов (по сравнению с применяемыми ранее) более чем на следующие параметры: R_u — 2,5 МПа для фактической прочности цемента (рис. 3, блок 3.2), НГ — 1,5 абс% для нормальной густоты цементного теста (блок 3.3), ρ_3 — 50 кг/м³ для насыпной плотности пористого заполнителя (блок 3.4).

Поскольку оценка фактической активности цемента в производстве легкого бетона связана со значительными затратами времени, по предлагаемой схеме оперативного назначения его состава рекомендуется проводить испытание партии поступившего цемента непосредственно в бетоне. Для оценки качества цемента в заводской лаборатории должны изготовить не менее двух составов бетонных смесей, отобрать пробы, приготовить контрольные образцы и после ускоренного твердения испытать их на показатели прочности и плотности (блок 3.5). На основании полученных данных строится графическая зависимость $R = f(\rho_3)$ и $\rho = f(\rho_3)$, по которой устанавливается рабочий расход цемента, обеспечивающий при данной активности требуемую прочность бетона.

5. Корректировка рабочего состава бетона выполняется по результатам статистического контроля прочности (ГОСТ 18105-86) и плотности (ГОСТ 27006-86) в случаях, когда фактические зна-

чения прочности и плотности бетона в партии не соответствуют требованиям или нарушают границы регулирования (блоки 3.7 и 3.8).

Корректировка рабочего состава производится с помощью графической зависимости, установленной при оценке цемента в бетоне, и в случаях, если нарушается условие эффективности легкого бетона ($R_{\phi} < R_T$ и $\rho_{\phi} > \rho_T$), производится регулирование зернового состава заполнителя в бетоне на основании ранее проведенного исследований — решением системы уравнений регрессии.

Предложенный метод определения состава бетона с пористыми заполнителями обеспечивает оперативность решения производственных задач и позволяет получать эффективные бетоны при минимальном расходе вяжущего.

2.3. ОСОБЕННОСТИ СТРУКТУРЫ И МИКРОТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ НОВЫХ ВИДОВ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ

Процесс разрушения бетонных призм в виде образования и развития микротрещин под нагрузкой, как известно, начинается задолго до исчерпания их прочности. Исследования О. Я. Берга показали, что этот процесс имеет несколько стадий, границы которых характеризуют качественные изменения в структуре бетона и, как следствие, его напряженно-деформированного состояния.

Для определения границ микротрещинообразования используют способы, основанные на зависимости скорости прохождения ультразвуковых импульсов от количества и размеров микротрещин. Однако эта методика малоэффективна для бетонов с пористыми заполнителями, так как из-за большого количества начальных неплотностей, каковыми являются поры крупного заполнителя, на диаграммах напряжение — скорость импульса четко не прослеживаются характерные точки. Поэтому в нашем исследовании использована методика, основанная на измерении изменений объема призм, сопровождающих развитие микротрещин. Достаточно подробно эта методика описана в рекомендациях ВНИИФТРИ.

Для определения нижней R_{crc}^0 и верхней R_{crc}^v границ микротрещинообразования для каждой призмы построены зависимости коэффициента поперечных деформаций $\mu = \varepsilon_{bu_1} / \varepsilon_{bu_1}$ и его приращений $\Delta\mu = \frac{\Delta\delta_2}{\Delta\varepsilon_1}$, а также условного объема $\theta = |\varepsilon_1 - 2\varepsilon_2|$ и его приращений $\Delta\theta = |\Delta\varepsilon_1 - 2\Delta\varepsilon_2|$ от уровня загрузения σ_b / R_b для центрально сжатых и N/N_c для внецентренно сжатых призм.

Для легких бетонов характерны более повышенные значения R_{crc}^0 и R_{crc}^v , чем для бетонов с тяжелым щебнем. Это видно из результатов наших испытаний бетонных призм (рис. 4—7, табл. 6).

Таблица 6

Основные результаты испытаний бетонных призм на центральное сжатие

Шифр призм	Кубиковая прочность R_c , МПа	Разрушающая нагрузка N_u , кН	Прямая прочность R_b , МПа	$\frac{R_b}{R_c}$	Начальная модуль упругости $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	Пределные деформации $\epsilon_b \times 10^4$		Максимальные деформации $\epsilon_{b, \max} \times 10^4$		Границы микрореинообразования		Коэффициент поперечных деформаций при σ_b/R_b		Коэффициент усадки при σ_b/R_b	
						$\epsilon_b R_1$	$\epsilon_b R_3$	$\epsilon_{b, \max}$	$\epsilon_{b, \max}$	нижняя R_{cr}^0/R_b	верхняя R_{cr}^y/R_b	0,5	1	0,5	1
A-1-1	11,5	97,5	9,75	0,85	12,84	1,66	0,60	—	—	0,66	0,92	0,18	0,36	0,79	0,48
A-1-2	11,5	107	10,0	0,87	11,91	1,84	0,64	2,56	1,06	0,66	0,90	0,22	0,35	0,75	0,46
A-11-1	22,8	170	17,0	0,75	11,59	2,20	0,79	—	—	0,62	0,91	0,18	0,36	0,91	0,67
A-11-2	22,8	15	18,5	0,81	13,25	1,30	0,99	2,76	1,47	0,51	0,87	0,23	0,43	0,78	0,61
B-1-1	18,2	147	14,7	0,81	16,21	1,70	0,75	—	—	0,65	0,91	0,21	0,44	0,85	0,53
B-1-2	18,2	160	16,0	0,83	15,47	1,70	0,65	2,27	1,21	0,69	0,94	0,18	0,38	0,82	0,61
B-11-1	27,4	260	26,0	0,95	17,67	2,10	0,86	—	—	9,62	0,95	0,22	0,41	0,88	0,70
B-11-2	26,7	243	24,8	0,93	16,87	2,24	1,07	2,81	1,60	0,55	0,91	0,19	0,48	0,85	0,66
T-1-1	13,5	110	11,0	0,81	19,72	1,22	0,60	—	—	0,31	0,71	0,16	0,49	0,90	0,46
T-1-2	13,5	97,5	9,76	0,72	18,20	1,37	0,56	2,13	1,04	0,34	0,68	0,17	0,41	0,92	0,39
T-11-1	27,3	260	20,0	0,73	28,92	1,55	0,67	—	—	0,43	0,75	0,17	0,43	0,70	0,45
T-11-2	27,3	200	20,0	0,73	27,58	1,68	0,80	2,26	1,30	0,38	0,73	0,19	0,48	0,72	0,53

Примечание. Буквы шифра обозначают вид бетона; римские цифры — прочность: I — низкая; II — средняя; арабские цифры — режим испытания.

Границы микротрещинообразования у легких бетонов оказались существенно выше, чем у равнопрочных тяжелых бетонов (см. рис. 5—7).

В результате статистической обработки данных, полученных в опытах, для исследуемых легких бетонов нами установлены следующие зависимости параметрических уровней их микротрещинообразования:

$$R_{crc}^0 = (0,35 \lg R_b + 0,20) R_b, \quad (2.4)$$

$$R_{crc}^y = (0,35 \lg R_b + 0,45) R_b, \quad (2.5)$$

где R_b выражено в МПа. На рис. 5 кривые, построенные по этим формулам, изображены штрих-пунктиром.

Превышение обеих границ микротрещинообразования у легких бетонов по сравнению с полученными из опытов значениями у равнопрочных тяжелых, а также с теоретическими, вычисленными по формулам, очевидно и не требует количественной оценки. Как показали многочисленные исследования, такое превышение объясняется отличиями структуры бетонов, в частности, условиями сцепления цементного камня с заполнителем. По этим показателям легкие бетоны более однородны по структуре, чем тяжелые, поскольку по прочности и жесткости пористые заполнители ближе к цементному камню. Это снижает концентрацию напряжений на границе между заполнителем и цементным камнем.

Вместе с тем из-за пористой поверхности сцепление легких заполнителей с цементным камнем выше, поэтому деформирование легкого бетона под нагрузкой достаточно долго происходит без микроразрушений, а при образовании и развитии они проходят не только по цементному камню и зоне контакта, но и по заполнителю.

Влияние прочности и режима загрузки на микротрещинообразование опытных бетонов не прослеживается, по-видимому, из-за недостаточного варьирования прочности и количества образцов. Отклонения в значениях параметрических уровней R_{crc}^0 и R_{crc}^y (рис. 8) находятся в пределах допустимого разброса. По этой же причине не выявлены различия в значениях R_{crc}^0 и R_{erc}^y для керампорито- и кампоритобетонов.

Процесс микротрещинообразования включает и развитие поперечных деформаций, которые характеризуются коэффициентом поперечных деформаций. На рис. 4—7 достаточно четко видно отличие $\mu = \epsilon_{b_y} / \epsilon_{b_x}$ легких бетонов от тяжелого, которое проявляется в более высоких значениях на первых этапах загрузки и в более протяженном горизонтальном участке $\mu - \sigma_b / R_b$. Это свидетельствует о том, что у легких бетонов поперечные деформации на первых этапах развиваются интенсивней чем у тяжелых.

Значения коэффициента поперечных деформаций кампорито-

и керампортобетонов, как и тяжелого, колебались на первых этапах в довольно широких пределах вблизи $\mu=0,2$. Проверка соотношения между упругими частями поперечных и продольных деформаций (коэффициент Пуассона $\nu_{e1} = \varepsilon_{2, e1} / \varepsilon_{1, e1}$) также показала близость их значений к нормативному, равному 0,2, поэтому можно рекомендовать эту величину к использованию в расчетах.

Более четко проявляются различия в дифференциальном коэффициенте поперечных деформаций $\Delta\mu = \Delta\varepsilon_2 / \Delta\varepsilon_1$, характеризующем скорость их нарастания. У кампорито- и керампортобетонов после начала микротрещинообразования она меньше, чем у тяжелого, и минимальный объем призмы, характеризуемый значением $\Delta\mu=0,5$, достигается позднее (см. рис. 4—7).

2.4. ПРОЧНОСТНЫЕ И УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ИССЛЕДУЕМЫХ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ ПРИ ОДНООСНОМ СЖАТИИ И РАСТЯЖЕНИИ

2.4.1. Призменная прочность и предельные деформации

Анализ литературных данных о соотношении между призменной и кубиковой прочностью показал, что коэффициент призменной прочности $\gamma_{R_b} = R_b / R$, характеризующий это соотношение, изменяется в широких пределах в зависимости от двух основных факторов — вида и прочности бетона.

Авторы по разному описывают γ_{R_b} и рекомендуют его в виде функциональной зависимости от прочности бетона или как постоянную величину (табл. 7).

Большинство исследователей подтверждают существенное различие величины отношения R_b к R для тяжелых и легких бетонов. У последних γ_{R_b} выше, что характерно для бетонов с пористыми заполнителями. Это объясняется повышенным сопротивлением таких бетонов растяжению в направлении, поперечном сжатию, из-за более высокого сцепления цементного камня с заполнителем. Отмечено также снижение коэффициентов призменной прочности с ростом прочности бетона. Учитывая эти два явления в НИИЖБе предложены две формулы, устанавливающие связь между призменной и кубиковой прочностью,

для тяжелого бетона

$$R_b = (0,8 - 0,001 \bar{R}) \bar{R}, \quad (2.6)$$

для легкого бетона

$$R_b = (0,9 - 0,001 \bar{R}) \bar{R}. \quad (2.7)$$

Более высокие значения γ_{R_b} по сравнению с тяжелым бетоном были отмечены в ряде работ и для мелкозернистого бетона.

Однако, как показано в [195], учитывая близкие показатели по несущей способности колонн, изготовленных из бетонов на пористых заполнителях и из тяжелого одинаковых марок, а также коэффициент вариации ($C_v=0,12$) для средних значений γ_{R_b} , была принята единая зависимость R_b от R , характерная для тяжелого бетона.

Таблица 7

Коэффициент призмной прочности				
R , МПа	$\gamma_{R_b} = \sigma_b / R_b$	C_v , %	Рекомендуемая среднестатистическая зависимость	Автор
Тяжелый бетон				
15—80	0,78—0,83	10	0,84—0,001	[204]
15—90	0,72—0,80	12	0,8 —0,001	[195]
Легкие бетоны				
5—60	0,93	12,9	0,9	[137]
10—50	0,90—0,94	11,1	0,9	[189]
10—60	0,85—1,05	—	0,9	[167]
14—40	0,90—1,13	—	—	[158]
29—39	0,73—0,86	—	—	[123]
20—32	0,79—1,0	—	0,8	[195]
10—35	0,81—1,1	—	0,9	[173]
20—30	0,92	—	0,94—0,001	[196]
35—50	0,94	10,2	0,9	[197]
Мелкозернистые бетоны				
10—60	0,78—0,83	10	0,84—0,00	[202]
15—58	0,78—0,83	—	0,84—0,00	[167]
20—24	0,995	—	—	[137]
10—62	0,82—0,95	—	—	[171]

В последние годы, в связи с разработкой методов расчета на основе полных диаграмм сжатия бетонных призм $\sigma_b—\epsilon_b$ важную роль стала играть такая характеристика бетона, как полная относительная деформация укорочения бетона ϵ_{bR} , соответствующая призмной прочности R_b . Однако значения ее весьма не стабильны и изменяются в широких пределах в зависимости от различных факторов: структуры бетона, его прочности, возраста, технологических и пр.

В СНиП 2.03.01—84 предельная сжимаемость в явном виде не представлена, но использована для назначения сопротивления арматуры сжатию. Как отмечается в [195], $\epsilon_{bR} = 0,002$ гарантируется с доверительной вероятностью $R = 0,977$. В нормах ФИП—ЕКБ эта характеристика несколько выше — $\epsilon_{bR} = 0,0022$.

Исследовано влияние прочности на предельную сжимаемость бетона как основной фактор. Так, по данным [133], ϵ_{bR} для тя-

желого бетона изменялась в пределах $(1,5-2,5) \cdot 10^{-3}$, по данным [219], у тяжелого $\varepsilon_{bR} = (1,3-2,45) \cdot 10^{-3}$, у легкого $\varepsilon_{bR} = (1,2-3,0) \cdot 10^{-3}$, призмная прочность изменялась — от 18 до 70 МПа от 22 до 54 и от 12 до 48 МПа.

Испытания бетонных призм из тяжелого бетона естественного твердения и после тепловой обработки при нормальных условиях хранения показали нелинейную связь между ε_{bR} и R_b . Наблюдалось возрастание этих деформаций при $R_b > 20$ МПа и при $R_b < 20$ МПа, т. е. полученная зависимость между ε_{bR} и R_b , описанная формулой

$$\varepsilon_{bR} = \frac{R_b}{E_b} [1,1 + 24/(2 + R_b)], \quad (2.8)$$

имеет минимум при $R_b = 20$ МПа. Это можно объяснить возрастанием упругой части полных деформаций с ростом прочности свыше 20 МПа и, наоборот, развитием больших деформаций кратковременной ползучести у бетонов меньшей прочности.

В формуле (2.8) начальный модуль упругости оказывает обратное влияние на величину предельной деформации. Ее рост объясняется тем, что призмная прочность с повышением средней прочности бетона увеличивается быстрее, чем ε_{bR} .

Учитывая такое влияние начального модуля упругости, ряд авторов считает, что предельные деформации у легких бетонов выше, чем у тяжелых. Однако многочисленные эксперименты и их анализ показывают, что у легких бетонов, хотя в нем отмечается некоторое увеличение ε_{bR} по сравнению с тяжелыми, это сопровождается большими отклонениями от средних значений для легких бетонов. Поэтому считается, что значения предельных укорочений легких и тяжелых бетонов приблизительно одинаковы. Это объясняется тем, что легкие бетоны, имея большие по сравнению с тяжелыми упругие деформации, уступают им в пластической доли деформаций; происходит своего рода компенсация в тенденциях между упругими и пластическими деформациями, приводящая к приблизительно полному равенству полных.

С прочностью предельное укорочение легких бетонов, как правило, растет, при этом точка минимума, характерная для средне-статистической зависимости $\sigma_b - \varepsilon_b$ тяжелых бетонов, не наблюдается.

Использование линейных корреляционных связей между предельными деформациями и призмной прочностью позволяет вычислить ε_{bR} по одной характеристике R_b . Несложный анализ представленных графиков дает приближенные аппроксимирующие зависимости для тяжелого и легкого бетонов в виде

$$\varepsilon_{bR} = 0,045 \cdot R_b + 0,35, \quad \%_0; \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_{bR} = 0,037 \cdot R_b + 0,95, \quad \% \quad (2.10)$$

где R_b выражено в МПа.

Для легкого бетона предлагается нелинейная зависимость

$$\varepsilon_{bR} = 0,79 \sqrt[3]{R_b}, \quad \% \quad (2.11)$$

однако она дает значения ε_{bR} , которые превышают вычисленные по формулам (2.9) и (2.10) на 15—25%.

Результаты испытаний (см. табл. 6) показали, что отношение призмной прочности у опытных бетонов к кубиковой составило в среднем 0,82; 0,89; 0,75. На рис. 9 и табл. 8 показаны отклонения опытных значений коэффициента призмной прочности γ_{Rb}

от теоретических.

Таблица 8

Отклонение значений основных характеристик, полученных в опытах, от теоретических для тяжелого и легкого бетонов, %

Шифр призмы	Начальный модуль упругости по E_b (τ)		Призмная прочность по R		Предельная де- формация по ε_{bu}		От норматив- ного $\varepsilon_{bR} =$ =0,10:
	(2.1.)	(2.13)	(2.6)	(2.7)	(2.9)	(2.10)	
A-I-1	-2	4,0	7,1	-4,7	-5,4	-1,8	-20,5
A-I-2	—	-3,5	9,2	-2,3	6,0	7,1	-8,7
A-II-1	—	-36,1	-4,0	-17,3	27,3	7,7	9,1
A-II-2	—	-19,0	3,7	-8,6	43,8	9,1	13,0
B-I-1	—	10,7	3,7	-8,6	2,9	-14,1	-17,6
B-I-2	—	6,5	11,4	0	0	-17,1	-17,6
B-II-1	—	4,5	18,9	8,4	19,0	-11,4	4,8
B-II-2	—	6,6	16,1	5,4	26,3	9,1	10,7
T-I-1	0	—	3,7	—	-34,4	—	—
T-I-2	-0,4	—	-8,3	—	-22,6	—	—
T-II-1	5,4	—	-5,5	—	2,6	—	—
T-II-2	0,8	—	-5,5	—	5,4	—	—

Примечание. Для каждого показателя в левой и правой колонках указаны отклонения опытных значений от теоретических для тяжелого и легкого бетонов.

Легкие бетоны в опытах имели более высокие значения γ_{Rb} по сравнению с тяжелыми, особенно керампоритобетоны. Вместе с тем значения γ_{Rb} у них весьма близки к теоретическим у обобщенных бетонов, что характерно для бетонов с пористыми заполнителями. Это можно объяснить повышенным сопротивлением легких бетонов растяжению из-за более высокого сцепления цементного камня с развитой поверхностью пористых заполнителей.

Строгой закономерности в увеличении отношения R_b/R с ростом прочности бетона, а также под влиянием режима загрузки не наблюдалось, хотя теоретические зависимости не предполагают снижение γ_{Rb} .

С учетом выводов, сделанных при анализе разницы в значениях коэффициентов призмной прочности тяжелых и легких бетонов и влияния ее на прочность армированных элементов, рекомендуется назначать расчетные значения R_b в зависимости от кубиковой прочности (класса бетона) по СНиП 2.03.01—84 (рис. 10).

Предельные деформации ε_{bR_1} опытных призм из легких бетонов (табл. 2), соответствующие значениям призмной прочности, в отличие от последней показали стабильное повышение их с ростом R_b и с переходом от 1-го режима загрузки ко 2-му. Та же закономерность наблюдалась и у тяжелых бетонов.

Сопоставление опытных значений ε_{bR_1} исследуемых легких бетонов с теоретическими, полученными в опыте с тяжелыми бетонами (табл. 6, рис. 11), показывает и более высокие значения предельной деформации у легких бетонов. Так, керампоритобетоны имеют ε_{bR} в среднем больше теоретической для тяжелых бетонов по формуле (2.10) на 17,9%, кампоритобетоны — на 12,1%.

Превышение предельных деформаций бетонов с пористыми заполнителями над значениями ε_{bR_1} отмечено многими исследователями, которые объясняют его непропорциональностью между ростом прочности и уменьшением модуля деформаций, при этом наблюдается большое рассеивание результатов. Однако те же авторы предполагают, что такое утверждение надо относить не к полным деформациям, а к их упругой части, которая много больше у легких бетонов, чем у тяжелых. Неупругие же деформации легких бетонов значительно меньше аналогичных деформаций тяжелых или могут быть равны им.

Сопоставление опытных данных с теоретическими для легких бетонов по формуле (2.9) показало удовлетворительную сходимость: отклонения составили в среднем 5,5 и 8,4%. Однако если учесть противоречивость литературных данных и ограниченность опытных как по диапазону прочностей, так и по количеству образцов, а также небольшие отклонения опытных ε_{bR_1} у легких бетонов с нормативным значением $\varepsilon_{bR} = 0,002$ от 14,6 до 11,1 и от 17,6 до 7,8% в зависимости от прочности опытных призм, гарантированным с высокой доверительной вероятностью $R=0,977$ при коэффициенте вариации $C_v=14,3\%$ [92], следует принимать значение предельного укорочения для исследуемых бетонов равным 0,002.

2.4.2. Модуль деформации и коэффициент упругости

С микротрещинообразованием непосредственно связаны упруго-пластические свойства бетонов, поскольку пластическая доля полных деформаций обусловлена не только нелинейным харак-

тером деформирования цементного камня и заполнителя, но и в значительной мере развитием микротрещинообразования.

Упругие деформации легких бетонов определяются главным образом различием в деформативных свойствах заполнителей. Характер изменения соотношения между упругими и полными деформациями с ростом напряжений в призмах представлен графиками коэффициента упругости ν_{el} уровня напряжений σ_b/R_b (рис. 12).

Нелинейный характер деформирования у легких бетонов в отличие от тяжелого проявляется несколько раньше: коэффициент упругости становится меньше 1 и снижается с ростом напряжений равномерно, т. е. почти линейно до самого разрушения. У бетонов низкой прочности (см. рис. 12, а, б) доля упругих деформаций может быть меньше, чем у тяжелых, достаточно долго, однако с ростом напряжений и развитием микротрещин скорость нарастания пластических деформаций тяжелых бетонов резко возрастает, доля же упругих падает, в то время как у легких бетонов этот процесс происходит менее интенсивно, о чем свидетельствует характер кривых $\nu_{el} - \sigma_b/R_b$.

В наибольшей степени особенности упруго-пластических свойств легких бетонов в проведенных экспериментах проявились при разрушении, т. е. при $\sigma_b/R_b = 1$, значения коэффициента упругости были больше, чем у тяжелых (см. табл. 5). Доля упругих деформаций у легких бетонов при максимальных напряжениях превосходит их долю у тяжелого в среднем в зависимости от прочности на 11,9—30,6 и 32,6—38,8%. Несмотря на очень незначительное увеличение предельного коэффициента упругости с ростом прочности керамзитобетона ($R_b = 15-50$ МПа), отметим, что там учитывались значения ν при $\sigma_b/R_b = 0,95$. Следовательно, есть основание полагать, что при $\sigma_b/R_b = 1$ рост прочности легких бетонов окажет более существенное влияние на предельное значение ν , особенно при испытаниях с постоянной скоростью роста деформаций.

Увеличение прочности легких бетонов отражается и на характере изменения коэффициента упругости, проявляя их особенности в еще большей мере (рис. 12, в, г), т. е. чем больше прочность бетона, тем разница в долях упругих деформаций в сравнении с тяжелым становится меньше, а затем увеличивается, но уже в пользу легких бетонов.

Для легких бетонов, изучаемых в процессе опытов, характерны более высокие значения коэффициентов упругости, но, как правило, для средней и высокой прочности. Об этом свидетельствует и характер кривых $\sigma_b - \epsilon_b$ на диаграммах сжатия (рис. 13): восходящие ветви кривых 1, 2, 3, 4 (призмы серии А-I, А-II, Б-I, Б-II) более выпрямлены, чем кривые 5, 6 (призмы серии Т-I, Т-II), и с ростом прочности это отличие возрастает.

Вместе с тем сопоставление указанных кривых свидетельствует о том, что при одинаковых напряжениях полные деформации

у легких бетонов существенно больше, чем у тяжелого. Это является следствием понижения значений модуля упругости легких бетонов. Если в «относительном» выражении (т. е. как доля в полных собственных деформациях в сравнении с долей у тяжелых бетонов) у легких бетонов упругие деформации ε_{el} могут быть меньше при низкой прочности, то в «абсолютном» (т. е. как разница между значениями ε_{el} у легких и тяжелых) упругие деформации у первых всегда больше, чем у вторых для любых классов бетона.

Указанные особенности легких бетонов отражаются на одной из важнейших конструктивных характеристик — начальном модуле упругости E_b , который у легких бетонов существенно и стабильно ниже, чем у тяжелых, и в опытах (образцы, серии Т) и при определении по зависимости

$$E_b = 52\,000 R / (18 + R), \quad (2.12)$$

где R — прочность бетона, МПа.

Для тяжелого бетона сопоставление опытных и теоретических значений начального модуля упругости свидетельствует о их хорошей сходимости (табл. 8). Для легких бетонов также проведено сопоставление опытных и теоретических значений, которые найдены по формуле

$$E_b = 14,5 \cdot \rho \cdot \sqrt[3]{R}, \quad (2.13)$$

(где R — кубиковая прочность, $\text{кг}/\text{см}^2$; ρ — средняя плотность, $\text{т}/\text{м}^3$). Оно тоже показало хорошую сходимость: средние отклонения оказались в пределах $+4$ — -19% и $10,7$ — $4,5\%$ (за исключением образца А-II-1). По рис. 9 и табл. 8 хорошо видны указанные отличия; прослеживается также характерная для легких бетонов особенность: рост начального модуля упругости с увеличением прочности происходит гораздо медленнее, чем у тяжелого бетона.

Значения E_b , вычисленные по формуле (2.13), определялись при средней плотности легкого бетона $1800 \text{ кг}/\text{м}^3$. Учитывая близкие значения фактической плотности, составляющей у легких бетонов 1765 и $1775 \text{ кг}/\text{м}^3$, и хорошую сходимость опытных и теоретических значений, E_b рекомендуется назначать без какой-либо коррекции по СНиП 2.03.01—84 при соответствующих значениях плотности.

2.5. АНКЕРОВКА СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Анкеровка арматуры — одно из основных условий совместной работы стальных стержней и бетона в железобетонных конструкциях. Она обеспечивается, как правило, сцеплением. Напряженно-деформированное состояние в зоне контакта бетона и арматуры зависит от многих факторов, важнейшие из них — профиль и диаметр стержней, прочность бетона.

Для обеспечения работы арматуры с полным расчетным сопротивлением и недопущения продергивания стержни в рассматриваемом сечении заводятся за него не менее чем на длину зоны анкеровки, которая рассчитывается по формуле СНиП 2.03.01—84

$$l_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta\lambda_{an}) d_s, \quad (2.14)$$

где R_s и R_b — расчетные сопротивления арматуры и бетона; d_s — диаметр стержней; ω_{an} и $\Delta\lambda_{an}$ — параметры, зависящие от условий работы арматуры и ее профиля, учитывающие разброс экспериментальных значений l_{an} и возможность преждевременного нарушения анкеровки при длительном воздействии нагрузки.

Формула (2.14) может быть использована для всех видов бетонов, однако для легких в силу пониженной прочности крупного заполнителя параметры сцепления могут отличаться от нормативных.

Для определения параметров сцепления исследуемых легких бетонов со стержневой арматурой периодического профиля и оценки возможности расчета длины зоны анкеровки по формуле СНиП мы провели испытания на сцепление способом выдергивания стержня из бетонной призмы.

Результаты испытания образцов приведены в табл. 9, 10. Чтобы исключить влияние различий в фактических диаметрах стержней и прочности бетонов на сопоставимость результатов, мы оперировали относительными величинами $\lambda_{an} = l_{an}/d_s$ и σ_s/R_b .

При испытании образцов без датчиков задолго до разрушения наблюдалось начало сдвига свободного (верхнего) конца стержня относительно торцевой поверхности призмы. Многими исследователями отмечена необходимость учета податливости заделки для обеспечения ее надежности при длительных нагрузках, так как при этом возможно самопроизвольное нарушение анкеровки в результате проявления ползучести бетона, если сдвиг незагруженного конца стержня превысит 0,1 мм.

В формуле СНиП это учтено введением дополнительного члена $\Delta\lambda_{an}$ (см. формулу (2.14)) в относительных величинах оно запишется в виде

$$\lambda_{an} = \omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an}. \quad (2.15)$$

Кроме того, $\Delta\lambda_{an}$ учитывает разброс значений длины l_{an} .

В табл. 9, 10 приведены отношения напряжений σ_s к призмочной прочности R_b , переход к которой от кубиковой осуществляется через опытные коэффициенты призмочной прочности.

Аппроксимация опытных значений λ_{an} при нарушении анкеровки линейной зависимостью вида

$$\lambda_{an} = \omega_{an} \cdot \sigma_s / R_b, \quad (2.16)$$

выполненная методом наименьших квадратов, показала, что значения коэффициентов ω_{an} равные 0,741 и 0,728, близки не только

Таблица 9

Результаты испытания на сцепление призм для бетонов трех видов
(без датчиков на стержнях)

Номер образца	Значения σ_s / R_b у образцов			
	длиной 150 мм		длиной 250 мм	
	при разрушении анкеровки	при начале сдвига незагруженного конца	при разрушении анкеровки	при начале сдвига незагруженного конца
Керампоритобетон				
		$\lambda_{an} = 9,43,$	$\lambda_{an} = 15,72$	
1	11,6	7,5	19,3	15,5
2	15,0	8,9	18,4	13,9
3	12,7	7,0	20,9	17,0
Кампоритобетон				
		$\lambda_{an} = 9,46,$	$\lambda_{an} = 15,76$	
1	10,8	6,4	17,5	13,1
2	13,7	8,1	20,2	15,0
3	9,9	6,0	21,3	16,2
Тяжелый бетон				
		$\lambda_{an} = 9,47$	$\lambda_{an} = 15,78$	
1	12,4	7,2	20,3	14,6
2	15,9	9,8	21,6	16,8
3	13,8	9,4	23,0	17,7

Таблица 10

Результаты испытания на сцепление призм с датчиками на стержнях
для бетонов трех видов

Номер призмы	Значения σ_s / R_b					
	длиной 150 мм		длиной 250 мм			
Керампоритобетон						
1	6,29	10,06	12,58	15,09	17,61	20,13
2	6,8	12,4	15,3	20,5	23,8	26,6
3	7,8	15,8	17,8	22,1	24,9	27,8
3	8,9	13,7	18,7	19,6	26,0	27,1
Кампоритобетон						
1	6,31	10,09	12,61	15,13	17,65	20,18
2	6,0	14,5	16,2	19,2	21,8	25,7
3	5,7	11,5	18,4	22,7	22,2	24,0
3	8,5	11,8	16,5	21,5	23,0	24,6
Тяжелый бетон						
1	6,31	10,10	12,63	15,15	17,68	20,20
2	9,3	13,3	19,3	21,2	25,3	25,3
3	9,5	15,1	17,1	18,9	26,6	29,0
3	7,5	16,4	19,9	23,3	24,2	28,6

друг к другу (отклонения ω_{an} для образцов из легких бетонов в сравнении с тяжелыми составили 1,8 и 7,6%), но и к среднестатистическому $\omega_{an}=0,76$, соответствующему расчетному $\omega_{an}=0,5$ по формуле СНиП и полученному Н. М. Мулиным по многочисленным данным. Наибольшее отклонение (относительное) от этого значения составило лишь 4,4%.

Повышенные значения ω_{an} у образцов из легких бетонов в сравнении с теми же показателями у тяжелого свидетельствуют о пониженной прочности анкеровки в них арматуры (при одинаковом λ_{an} разрушение происходило при более низких значениях напряжений на загруженном конце стержня). Однако при такой величине отклонений трудно с уверенностью утверждать, что прочность анкеровки стержней существенно отличается в легких и тяжелом бетонах. С учетом того, что среднее для обоих видов легкого бетона значение $\omega_{an}=0,762$ отличается от опытного для тяжелого (0,728) и от среднестатистического (0,75) всего на 4,7 и 1,6%, рекомендуется для исследуемых бетонов принимать единый $\omega_{an}=0,75$ или при расчетных характеристиках материалов $\omega_{an}=0,5$, что соответствует напряженно-деформированному состоянию растянутой арматуры периодического профиля в сжатом бетоне.

Аппроксимация длины зоны анкеровки, установленной в ходе экспериментов, при начале сдвига незагруженного конца стержня (рис. 14, б) выполнялась по формуле

$$\lambda_{an} = \omega_{an} \cdot \sigma_s / R_b + \Delta\lambda_{an,g}, \quad (2.17)$$

где ω_{an} принят таким же, как при оценке прочности анкеровки для исследуемых бетонов; $\Delta\lambda_{an,g}$ — параллельное смещение среднестатистических прямых, учитывающих более низкие значения напряжений в стержне в начале сдвига по сравнению с напряжениями при нарушении анкеровки.

В результате обработки данных наименьших квадратов получены значения коэффициента $\Delta\lambda_{an,g}$, равные 3,75; 3,42; 3,18. Значения $\Delta\lambda_{an,g}$ у легких бетонов больше, чем у тяжелого на 17,9 и 7,5%, что свидетельствует о повышенной деформативности заделки арматуры в исследуемых бетонах.

Результаты испытаний показали, что изучаемые бетоны обладают практически такой же прочностью сцепления с арматурой периодического профиля, что и тяжелые, но деформативность сцепления у них существенно выше, что связано с их пониженным модулем упругости. Разница в деформативности анкеровки между образцами также отражает более низкий модуль упругости у кампоритобетона, чем у керампоритобетона.

Разброс длин зоны анкеровки, полученных в экспериментах, относительно среднестатистических данных по прочности и деформативности у легких бетонов, соответствует значениям

$$\lambda_{an} = 0,762 \cdot \sigma_s / R_b \quad (2.18)$$

$$\lambda_{an} = 0,762\sigma_s/R_b + 3,59, \quad (2.19)$$

где 3,59 — значение $\Delta\lambda_{an,g}$, среднее для бетонов вида А и Б; среднеквадратические отклонения в первом случае близки и составляют $S_1 = 2,08 \cdot \lambda$ и $S_2 = 1,95 \cdot \lambda$.

Следовательно, вторая составляющая запаса анкеровки $\Delta\lambda_{an}$, охраняющая от выпадения опытных значений λ_{an} за нормативную границу доверительного интервала (см. рис. 14), т. е. при $P = 0,95$, равна $2 \cdot S$ — 4,16 и 3,90. Тогда наибольшее значение запаса равно

$$\Delta\lambda_{an} = \Delta\lambda_{an,g} + 2 \cdot S_1 = 3,59 + 4,16 = 7,75, \quad (2.20)$$

что весьма близко к расчетному по СНиП значению $\Delta\lambda_{an} = 8$. Его можно рекомендовать для расчета длины зоны анкеровки арматуры периодического профиля в исследуемых бетонах несмотря на их повышенную деформативность.

Таким образом, для расчета длины зоны анкеровки арматуры периодического профиля в исследуемых легких бетонах допускается применение формулы СНиП 2.01.03—84 при расчетных параметрах $\omega_{an} = 0,5$ и $\Delta\lambda_{an} = 8$, соответствующих напряженно-деформированному состоянию растянутой арматуры в сжатом бетоне, смоделированному в эксперименте.

Выводы

1. Нижний и верхний параметрические уровни микротрещинообразования у исследуемых легких бетонов превышают соответствующие уровни у тяжелого бетона в среднем на 70,4 и 29,6%.

2. Предложены логарифмические зависимости (R'_{crc}) и (R'_{crc}) для определения нижнего и верхнего уровней микротрещинообразования легких бетонов.

3. Коэффициент поперечных деформаций легких бетонов несколько превышает его значения для тяжелого бетона до уровней загрузки $(0,4—0,6)\eta_p$; на последующих уровнях он значительно меньше. Коэффициент Пуассона для легких бетонов рекомендуется при расчетах принимать равным 0,2.

4. Для исследуемых бетонов характерны более высокие коэффициенты упругости, но, как правило, при средней и высокой прочности. При максимальной нагрузке доля упругих деформаций легких бетонов вида А и Б превосходит долю упругих деформаций тяжелого бетона на 11,9—30,6 и 32,6—38,8, при этом разница увеличивается с ростом прочности.

5. Легкие бетоны имеют более высокие значения призменной прочности и предельной деформации по сравнению с теми же показателями тяжелых. Превышения призменной прочности составляют в среднем 4,0 и 12,5%, предельных деформаций — 17,9 и 12,1% для керампорито- и кампоритобетонов.

6. Начальный модуль упругости у исследуемых бетонов А и Б ниже, чем у равнопрочного тяжелого, в среднем на 30,2%. Их значения близки к нормированным в СНиП 2.03.01—84, а также к вычисленным по формуле (2.12).

7. Полные диаграммы деформирования у исследуемых легких бетонов существенно отличаются по характеру от диаграмм тяжелого бетона как на восходящем, так и на нисходящем участках: диаграммы легких бетонов имеют более пологую и выпрямленную восходящую, но более крутую нисходящую ветвь; вершина диаграммы смещена несколько правее и выше (за счет повышенных значений R_b и E_b).

8. Для аналитического описания опытных диаграмм σ_b — ε_b рекомендуется зависимость ЕКБ—ФИП, дающая среднеквадратические отклонения, не превышающие 7,8%. На ее основе разработаны аналитические зависимости (σ_b) — (ε_b) модуля полных деформаций, секущего модуля, коэффициента упругости.

9. Предложен метод определения опытно-теоретического начального модуля упругости (формула (2.12)) для неступенчатых опытных диаграмм σ_b — ε_b .

10. Внецентренное сжатие призм снижает их несущую способность, повышает краевые предельные продольные деформации, но уменьшает поперечные, увеличивает границы микротрещинообразования сжатого бетона и долю его упругих деформаций. Эти тенденции в большей степени проявляются у легких бетонов, чем у тяжелых, а также у более прочных.

Глава 3. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ БЕТОНОВ НА ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ, ВЫЗВАННОЕ УСИЛИЯМИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

3.1. МЕТОД МАТЕМАТИЧЕСКОГО ПЛАНИРОВАНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТА

С целью получения достоверных данных о влиянии уровня и длительности предварительного обжатия и растяжения на физико-механические свойства бетона использован метод планировки эксперимента.

В качестве основных факторов, влияющих на указанные зависимости, рассмотрены начальный уровень обжатия и растяжения

$\eta_p = \frac{\sigma_b}{R_b}$ и $\eta_{pt} = \sigma_{bt}/R_{bt}$ и относительная прочность бетона к моменту обжатия и (растяжения) $\beta\tau = R_b(\tau_1)/R_b$ (28) и $\beta\tau t = R_{bt}(\tau_1)/R_{bt}$ (28) Кроме того, для определения влияния длительного обжатия в качестве основного фактора принята прочность бетона. Продолжительность предварительного обжатия (и растяжения) принята одинаковой ($t - \tau_1$) = 28 сут.

Для оценки влияния предварительного обжатия на свойства бетона использованы трехфакторные трехуровневые планы, в случае длительного растяжения — двухфакторные трехуровневые планы (табл. 11). Матрицы планирования приведены в табл. 12 и 13.

Уравнения регрессии имеют вид

$$\hat{Y}_i = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{33}x_3^2 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_2x_3 \quad (3.1)$$

$$\hat{Y}_{ii} = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{22}x_1x_2 \quad (3.2)$$

В уравнениях (3.1), (3.2) x_i — кодированное значение фактора, определяемое по формуле

$$x_i = (\tilde{x}_i - \tilde{x}_{i0}) / \Delta\tilde{x}_i, \quad (3.3)$$

где \tilde{x}_i — фактор в натуральных единицах; \tilde{x}_{i0} — основной уровень в натуральных единицах, $\Delta\tilde{x}_i$ — интервал варьирования.

При предварительном обжатии образцов значения x_i определяются по формулам

$$x_1 = (\eta_p - 0,5)/0,15; \quad x_2 = (\beta\tau - 0,8)/0,2; \quad x_3 = (R - 25)/100, \quad (3.4)$$

Планирование экспериментов для оценки влияния
предварительных обжатия и притяжения на свойства бетона

Код	Значение кода	Значение факторов в натуральных единицах		
		τ_p	β_{τ}	R
Предварительное обжатие				
Основной уровень	0	0,50	0,8	250
Интервал варьирования		0,15	0,2	100
Верхний уровень	+	0,65	1	350
Нижний уровень	-	0,35	0,6	250
				τ_{pt}
				$\beta_{\tau t}$
Предварительное растяжение				
Основной уровень		0	0,50	0,8
Интервал варьирования			0,20	0,2
Верхний уровень	+		0,70	1,0
Нижний уровень	-		0,30	0,6

Таблица 12

Матрица планирования экспериментов для оценки влияния
предварительного обжатия на свойства бетона

№	Матрица планирования			Квадраты переменных			Взаимодействие		
	\tilde{x}_i			\tilde{x}_i^2			$\tilde{x}_i \cdot \tilde{x}_j$		
	\tilde{x}_1	\tilde{x}_2	\tilde{x}_3	\tilde{x}_1^2	\tilde{x}_2^2	\tilde{x}_3^2	$\tilde{x}_1 \tilde{x}_2$	$\tilde{x}_1 \tilde{x}_3$	$\tilde{x}_2 \tilde{x}_3$
1	+	+	+	+	+	+	+	+	+
2	-	+	+	+	+	+	-	-	+
3	+	-	+	+	+	+	-	+	-
4	-	-	+	+	+	+	+	-	-
5	+	+	-	+	+	+	+	-	-
6	-	+	-	+	+	+	-	+	-
7	+	-	-	+	+	+	-	-	+
8	-	-	-	+	+	+	+	+	+
9	+	0	0	+	0	0	0	0	0
10	-	0	0	+	0	0	0	0	0
11	0	+	0	0	+	0	0	0	0
12	0	-	0	0	+	0	0	0	0
13	0	0	+	0	0	+	0	0	0
14	0	0	-	0	0	+	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0

при предварительном растяжении

$$x_1 = (\eta_{pt} - 0,5)/0,20, \quad x_2 = (\beta_{-i} - 0,8)/0,2. \quad (3.5)$$

Свободный член и коэффициенты при кодированных значениях фактора для уравнений (3.1) и (3.2) находят по зависимостям, представленным в [45].

Таблица 13

Матрица планирования экспериментов для оценки влияния предварительного растяжения на свойства бетона

№	Матрица планирования		Квадраты переменных		Взаимодействие
	\tilde{x}_i		\tilde{x}_i^2		$\tilde{x}_i \tilde{x}_j$
	\tilde{x}_1	\tilde{x}_2	\tilde{x}_1^2	\tilde{x}_2	$\tilde{x}_1 \cdot \tilde{x}_2$
1	+	+	+	+	+
2	+	-	+	+	-
3	-	+	+	+	-
4	-	-	+	+	+
5	+	0	+	0	0
6	-	0	+	0	0
7	0	+	0	+	0
8	0	-	0	+	0
9	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0

Для проверки применимости уравнения (3.1) или (3.2) для общего случая вычислена дисперсия адекватности по формуле

$$S_{ag}^2 = \sum_1^N (y_i - \hat{y}_i)^2 / [N - m - (n_0 - 1)], \quad (3.6)$$

где m — число значимых членов полинома, n_0 — число дублирующих опытов. Для случаев, рассмотренных ниже, $N=17$, $m=10$, $n_0=3$.

Дисперсия параметров оптимизации определялась по формуле

$$S_y^2 = \sum_1^N (y_i - y_{0i})^2 / N - 1, \quad (3.7)$$

где

$$y_{0i} = \frac{\sum_1^N y_{0i}}{n_0}. \quad (3.8)$$

Значение F_r (критерий Фишера) рассчитывалось следующим образом:

$$F_r = S_{ag}^2 / S_y^2. \quad (3.9)$$

Расчетное значение F_r сравнивалось с табличными для F_t , которые находят с учетом степеней свободы $f_{ag} = N - m - (n_0 - 1)$ и $f_y = n_0 - y$. Для рассматриваемых случаев $f_{ag} = 5$, $f_y = 2$, $F_t = 19,3$. Коэффициент множественной корреляции уравнений определится по формуле

$$R = \sqrt{1 - \frac{\sum (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum (y_i - \bar{y}_i)^2}} \quad (3.10)$$

где \bar{y}_i — среднестатистическое значение.

3.1.1. Изменение уровня обжатия и растяжения во времени

Экспериментальные исследования с целью установления влияния предварительного обжатия на свойства бетона проводились в специальных установках [45], обеспечивающих более краткие сроки обжатия бетона, что соответствует реальным условиям в

Таблица 14

Изменения уровней обжатия ряда опытных групп образцов во времени

Шифр групп образцов	Начальный уровень обжатия η_{p0}	Конечный уровень обжатия η_{pt}	Коэффициент затухания обжатия $\gamma_k = \eta_{pt} / \eta_{p0}$	Падение уровня обжатия $\eta_{p0} - \eta_{pt}$
A(Б)-III-6,5-1	0,643	0,429	0,667	0,214
A(Б)-I-6,5-1	0,657	0,434	0,661	0,223
A(Б)-III-3,5-1	0,348	0,278	0,799	0,070
A(Б)-I-3,5-1	0,336	0,252	0,751	0,084
A(Б)-III-6,5-0,6	0,638	0,287	0,450	0,351
A(Б)-I-6,5-0,6	0,641	0,326	0,509	0,315
A(Б)-III-3,5-0,6	0,339	0,221	0,652	0,118
A(Б)-I-3,5-0,6	0,364	0,265	0,728	0,099
A(Б)-III-5,0-0,8	0,512	0,297	0,580	0,215
A(Б)-I-5-0,8	0,487	0,284	0,583	0,203
A(Б)-II-6,5-0,8	0,639	0,345	0,540	0,294
A(Б)-II-3,5-0,8	0,335	0,238	0,710	0,097
A(Б)-II-5,0-1	0,524	0,332	0,633	0,192
A(Б)-II-5,0-0,6	0,515	0,317	0,615	0,198
A(Б)-II-5-0,8	0,492	0,324	0,658	0,168

натурных преднапряженных конструкциях. В течение 28 сут (период обжатия или растяжения) с помощью индикаторов, установленных на тягах и бетонных образцах, велся регулярный контроль за изменениями уровня обжатия, вызванными релаксацией стальных тяг из канатов, имитирующих арматуру конструкций, а также потерями от усадки и ползучести бетона.

Начальный уровень предварительного нагружения $\eta_p = \sigma_b(\tau_1) / R_b(\tau_1)$ со временем снижался до конечного значения $\eta'_p = \sigma_b(t) / R_b(t)$ в пределах 20—55%. Процесс снижения уровня обжатия особенно

бурно развивался в первые 10—15 суток, после чего он асимптотически затухал.

Интенсивность снижения уровня нагружения во времени существенно зависит от начального уровня обжатия (растяжения) $\eta_p(\tau_1)$ и относительной прочности бетона при обжатии (растяжении) $\beta(\tau)$. Прочность бетона оказывала слабое влияние на степень падения уровня нагружения (табл. 14, 15).

Таблица 15

Изменения уровней предварительного растяжения у опытных групп образцов во времени

Шифр образцов	Уровень предварительного растяжения		Коэффициент затухания $\gamma_k = \frac{\eta_{pt\tau}}{\eta_{pt0}}$	Падение уровня растяжения $\eta_{pt0} - \eta_{pt\tau}$
	начальный η_{pt0}	конечный $\eta_{pt\tau}$		
A(Б)-II-3,0-1,0	0,295	0,286	0,969	0,009
A(Б)-II-7,0-0,8	0,712	0,534	0,750	0,178
A(Б)-II-3,0-0,8	0,322	0,293	0,910	0,029
A(Б)-II-7,0-0,6	0,691	0,484	0,699	0,207
A(Б)-II-5,0-1,0	0,515	0,417	0,810	0,098
A(Б)-II-3,0-0,6	0,688	0,519	0,754	0,169
A(Б)-II-3,0-0,6	0,327	0,304	0,929	0,023
A(Б)-II-5,0-0,6	0,488	0,391	0,801	0,097
A(Б)-II-5,0-0,8	0,524	0,419	0,799	0,105

Статистическая обработка данных опыта показала, что зависимость величины падения уровня нагружения бетона $\eta_{p(pt)}$ от начального уровня обжатия и относительной прочности бетона при обжатии может быть с достаточной точностью аппроксимирована в виде

$$\Delta\eta_p = 1,445 \cdot \eta_p \cdot \tau_1 (-0,406). \quad (3.11)$$

Отклонение опытных значений от теоретических не превысило 12%.

3.1.2. Влияние предварительного обжатия на прочностные и деформативные характеристики бетона

Многочисленные опыты показали [45—54], что длительное предварительное обжатие исследуемых легких и тяжелых бетонов существенно влияло на прочностные и упруго-пластические характеристики при последующем кратковременном сжатии.

При невысоких уровнях предварительного обжатия η_p наблюдалось некоторое повышение прочностных характеристик бетона при последующем сжатии (рис. 15). В интервале $0,35R_b \leq \eta_p(t) \leq 0,65R_b$ повышение R и R_b после длительного обжатия уже весьма существенно (30%). При дальнейшем увеличении уровня предварительного обжатия прочностные характеристики начинают

снижаться, при $\eta_p \approx 0,75-0,8$ они становятся ниже даже первоначальных значений, фиксируемых у необжатых образцов (см. рис. 15).

Анализ диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$ показал, что после предварительного обжатия произошли существенные изменения (рис. 16), причем в таких характеристиках бетона, как призмная прочность R_b , предельные деформации ε_{bu} , коэффициент ν и модуль упругости E_b .

Ввиду того, что при проведении опытов не применялись специальные приспособления, позволяющие фиксировать возрастание деформаций при падающих напряжениях (нисходящая ветвь диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$), при анализе рассмотрен восходящий участок диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$, ограниченный предельными деформациями бетона, соответствующими максимальным напряжениям. Эффект влияния предварительного нагружения на вид диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ существенно зависел от начального уровня предварительного нагружения, относительной прочности к моменту загрузки и класса бетона.

После предварительного обжатия образцов с начальным уровнем $\eta_p(t) > 0,65$ призмная прочность возрастала, предельная деформация снижалась, что приводило к изменению характера восходящего участка диаграммы (см. рис. 16). В связи с тем что модуль и коэффициент упругости возрастают, восходящая ветвь диаграммы должна быть более пологой (за счет отжатия части пластических деформаций).

При высоких уровнях предварительного обжатия бетона $\eta_p = \sigma_b / R_b > 0,65$ наблюдалась иная картина. Призмная прочность и предельная сжимаемость бетона снижались по сравнению с исходными параметрами, модуль упругости уменьшался, в то время как коэффициенты упругости росли. Указанные изменения механических свойств привели к тому, что восходящий участок диаграмм стал более выпуклым к оси ординат.

Коэффициенты упругости бетона при сжатии ν и растяжении ν_t определялись при $\sigma_b / R_b = 0,75$.

Анализ опытных данных показал, что длительное убывающее во времени обжатие бетона при начальном уровне $\eta_p = 0,35-0,65$ привело к повышению кубиковой и призмной прочности легкого бетона до 30%. Степень изменения кубиковой и призмной прочности бетона зависит от начального уровня обжатия η_p , возраста легкого бетона к моменту загрузки β_τ и прочности бетона R (табл. 16). Эту зависимость можно определить методом математического планирования эксперимента

$$\gamma_R^p = 1,24 + 0,0096 \bar{\eta}_p (1,291 - \bar{\beta}_\tau) - 0,187 \bar{\beta}_\tau \quad (3.12)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{R_b}^p = & 1,548 + 0,002 \bar{R} + 0,018 \bar{\eta}_p (\bar{\eta}_p + 1,7) + \\ & + 0,769 \bar{\beta}_\tau (\bar{\beta}_\tau - 1,828). \end{aligned} \quad (3.13)$$

Таблица 16
Сопоставление опытных и теоретических результатов для определения влияния предварительного обжатия на свойства легких бетонов

Характеристика бетона	Способ определения	Шифр бетонных образцов														
		A/B-11-6,5-1	A/B-1-6,5-1	A/B-11-3,5-1	A/B-1-3,5-1	A/B-11-3,5-0,6	A/B-1-3,5-0,6	A/B-11-5-0,8	A/B-1-5-0,8	A/B-11-6,5-0,8	A/B-1-6,5-0,8					
R	Опытн.	1,09	1,12	1,02	1,03	1,24	1,28	1,04	1,09	1,10	1,12	1,20	1,04	1,08	1,16	1,11
	Теорет.	1,09	1,11	1,00	1,02	1,23	1,27	1,03	1,07	1,09	1,12	1,18	1,04	1,06	1,16	1,11
	Откл., %	0,3	1,2	1,5	1,4	1,1	0,9	1,2	2,0	2,0	1,1	1,8	-0,2	1,4	2,0	-0,5
R _b	Опытн.	1,18	1,2	1,04	1,03	1,26	1,3	1,06	1,1	1,12	1,15	1,23	1,18	1,1	1,18	1,17
	Теорет.	1,16	1,18	1,05	1,05	1,24	1,29	1,09	1,11	1,12	1,15	1,29	1,14	1,11	1,18	1,17
	Откл., %	1,3	1,8	0,7	-1,5	1,5	0,8	-2,6	-1,0	-0,4	0,6	-4,6	4,2	-0,5	0,6	-0,2
R _{bt}	Опытн.	0,91	0,87	0,88	1,0	0,85	0,73	0,90	0,79	0,88	0,85	0,78	0,86	0,9	0,89	0,83
	Теорет.	0,88	0,85	0,98	0,99	0,85	0,72	0,81	0,82	0,90	0,82	0,82	0,82	0,82	0,84	0,88
	Откл., %	3,1	2,1	0,2	0,6	-0,5	1,1	0,8	-4,3	-2,8	3,28	-5,0	4,0	-5,0	5,0	-0,3
E _{b(bt)} (τ)	Опытн.	1,15	1,11	1,01	1,01	1,21	1,29	1,08	1,06	1,04	1,11	1,13	1,04	1,08	1,17	1,12
	Теорет.	1,12	1,11	1,01	1,00	1,20	1,23	1,05	1,08	1,09	1,16	1,03	1,10	1,10	1,18	1,11
	Откл., %	2,5	0,5	-0,4	0,7	0,7	5,0	2,7	-1,8	-3,3	2,0	-2,1	1,2	-1,6	-0,6	1,3
E _{bt}	Опытн.	0,92	0,91	0,99	0,96	0,89	0,84	0,96	0,85	0,96	0,93	0,91	0,97	0,96	0,83	0,94
	Теорет.	0,92	0,90	0,97	0,98	0,89	0,8	0,96	0,94	0,95	0,83	0,91	0,98	0,96	0,92	0,94
	Откл., %	-0,6	1,5	1,8	-0,2	0,5	-0,6	-0,4	0,9	1,0	0,9	0,6	-0,8	0,5	0,9	-0,5
E _{btII}	Опытн.	0,81	0,72	0,99	0,96	0,88	0,42	0,88	0,85	0,84	0,81	0,72	0,88	0,86	0,84	0,82
	Теорет.	0,8	0,72	0,88	0,94	0,70	0,3	0,88	0,86	0,84	0,79	0,70	0,90	0,89	0,8	0,82
	Откл., %	1,2	0,2	1,3	2,0	-2,3	-1,7	0,2	-1,2	-0,4	2,2	3,3	-2,0	-3,9	4,8	-0,7
ν	Опытн.	1,14	1,20	1,03	1,05	1,23	1,28	1,07	1,14	1,09	1,15	1,21	1,04	1,11	1,16	1,14
	Теорет.	1,15	1,19	1,00	1,02	1,21	1,29	1,07	1,12	1,10	1,15	1,2	1,05	1,10	1,18	1,12
	Откл., %	-0,8	0,8	-9,7	2,9	1,4	-0,5	0,4	1,5	-0,1	-0,2	0,6	-0,1	1,1	-1,9	1,7
μ _т	Опытн.	1,09	1,12	1,02	1,0	1,14	1,16	1,05	1,09	1,02	1,09	1,11	1,03	1,08	1,10	1,08
	Теорет.	1,08	1,12	1,0	1,01	1,12	1,17	1,04	1,08	1,04	1,07	1,12	1,03	1,07	1,12	1,07
	Откл., %	0,8	0,62	1,86	-1,2	1,67	-0,6	0,66	0,92	-2,35	1,56	-0,72	0,88	1,11	-1,43	0,9

Примечание. Опытные данные представляют собой средние значения по 2—4 образцам обожженных бетонов.

Как видно из рис. 17 и 18, уравнения, построенные по формулам (3.12) и (3.13), с достаточной точностью описывают наблюдаемые явления в легком бетоне, у которого $\eta_p(\tau)$ варьирует от 0,35 до 0,65. При таких уровнях обжатия происходило уплотнение структуры бетона, повышалась его прочность. При более высоких уровнях обжатия ($\eta_p=0,7-0,9$) в нем преобладали деструктивные процессы, связанные с образованием микротрещин. Это приводило к снижению прочности материала вследствие влияния длительного обжатия высокого уровня.

Для рассматриваемых уравнений расчетные значения F_r равны 0,133 и 0,21, что значительно меньше табличного ($F_t=19,3$). Это свидетельствует об адекватности математических описаний изучаемого явления. Коэффициенты множественной корреляции уравнений регрессии $R_R=0,988$ и $R_{R_b}=0,966$, что указывает на достаточно тесную зависимость γ_R^p и $\gamma_{R_b}^p$ от исследуемых факторов.

Анализ результатов проведенных опытов показывает, что предельные деформации легкого бетона при последующем кратковременном сжатии после длительного обжатия образцов внешней нагрузкой ниже, чем у необжатых образцов.

Степень изменения деформативных характеристик бетона после предварительного обжатия существенно зависела от начального уровня предварительного обжатия, относительной прочности к моменту обжатия и класса по прочности.

С помощью метода математического планирования эксперимента получены следующие уравнения регрессии, описывающие зависимость указанных коэффициентов от различных факторов при постоянной продолжительности обжатия, равной 28 сут:

$$\gamma_{\varepsilon_b}^p = 0,885 - 0,026 \bar{\eta}_p + 0,09 \bar{\beta}_\tau, \quad (3.14)$$

$$\gamma_v^p = 1,275 + 0,053 \bar{\eta}_p - 0,211 \bar{\beta}_\tau, \quad (3.15)$$

$$\gamma_{E_b}^p = 1,736 + 0,04 \bar{\eta}_p - 0,762 \bar{\beta}_\tau (1,868 - \bar{\beta}_\tau). \quad (3.16)$$

В приведенных уравнениях коэффициенты множественной корреляции оказались равными 0,989, 0,966 и 0,989, расчетные значения F_r намного меньше табличного, равного 19,2. Уравнения (3.14), (3.15), (3.16) достаточно корректно описывают опытные данные (рис. 19—21).

Предварительное обжатие бетона с начальным уровнем $\eta_p \leq 0,65$ приводило к снижению прочности бетона на растяжение и предельной растяжимости, при этом из-за повышения модуля упругости восходящий участок диаграммы $\sigma_{bt}-\varepsilon_{bt}$ пересекал исходный график (рис. 26).

Сравнительный анализ варьируемых факторов показал, что наибольшее влияние на изменение характеристик бетона оказывал начальный уровень предварительного обжатия. С увеличением η_p с 0,35 до 0,65 наблюдалось заметное снижение прочности

легкого бетона на растяжение — до 21%, при этом деформации при растяжении у обжатого бетона оказались на 34% ниже, чем у необжатого. Наблюдалось также повышение модуля упругости E_{bt} при растяжении на 24% до 0,5—0,65. При дальнейшем повышении обжатия вследствие образования микротрещин отмечено некоторое уменьшение его по сравнению с максимальными значениями (рис. 22). Коэффициенты упругости бетона при растяжении с увеличением η_p растут, так как предварительное обжатие повышает упругость бетона (рис. 21).

Существенное влияние на изменение механических свойств бетона оказала относительная прочность β_{τ} к моменту предварительного обжатия, с ее увеличением интенсивность изменения свойств бетона снижалась.

С использованием математического планирования эксперимента получены уравнения регрессии, отражающие зависимость коэффициентов $\gamma_{R_{bt}}^p$, $\gamma_{\epsilon_{bt}}^p$ и $\gamma_{\nu_t}^p$ от уровня обжатия η_p , возраста бетона к моменту обжатия β_{τ} и его прочности R , в виде

$$\gamma_{R_{bt}}^p = 0,622 + 0,0003\bar{R} - 0,034\bar{\eta}_p + 0,25\bar{\beta}_{\tau}, \quad (3.17)$$

$$\gamma_{\epsilon_b}^p = 0,67 - 0,067\bar{\eta}_p + 0,235\bar{\beta}_{\tau}, \quad (3.18)$$

$$\gamma_{\nu_t}^p = 1,493 + 0,03\bar{\eta}_p + 0,525\bar{\beta}_{\tau}(\bar{\beta}_{\tau} - 1,828). \quad (3.19)$$

Коэффициенты множественной корреляции для полученных уравнений равны 0,941; 0,982 и 0,967, расчетные значения F_r оказались значительно меньше теоретических. Эти уравнения справедливы в интервале $\eta_p=0,35—0,65$ и $\beta_{\tau}=0,6—1,0$ и достаточно хорошо описывают данные, полученные в опытах с легким бетоном (рис. 22—24).

Следует отметить, что изменение модуля упругости при растяжении носило характер, аналогичный изменениям при сжатии.

3.1.3. Влияние предварительного растяжения на прочностные и деформативные характеристики бетона при последующем кратковременном сжатии

Анализ результатов испытаний опытных бетонных призм на кратковременное сжатие показал, что предварительное длительное растяжение существенно изменяло прочностные и деформативные свойства бетона и вид диаграммы $\sigma_b—\epsilon_b$. Так, призмная прочность снижалась до 20%, а деформации до 37%. После длительного предварительного растяжения наблюдалось повышение коэффициента упругости на 4,0—24%, снижение модуля упругости на 3—21% (табл. 17, рис. 25).

Наиболее существенное влияние на прочностные и деформативные характеристики бетона оказывал начальный уровень пред-

варительного растяжения. С увеличением $\eta_{ot}(t)$ с 0,3 до 0,7 параметры «собственного» напряженного состояния возрастали, что вызывало снижение призмной прочности у опытных образцов по сравнению с образцами, не подвергнутыми предварительному нагружению (рис. 26).

Для оценки влияния предварительного растяжения на прочность и деформация бетона при сжатии использован план трех-

Таблица 17

Сопоставление опытных и теоретических результатов для определения влияния предварительного растяжения на свойства легких бетонов прочностью 22—27 МПа

Характеристика бетона	Способ определения	Шифр бетонных образцов								
		А/Б-7,0-1,0	А/Б-7,0-0,6	А/Б-3,0-1,0	А/Б-3,0-0,6	А/Б-7,0-0,8	А/Б-3,0-0,8	А/Б-3,0-1,0	А/Б-6,0-0,6	А/Б-5,0-0,8
R_{bt}	Опытн.	1,1	1,205	1,06	1,152	1,111	1,049	1,09 ¹	1,195	1,105
	Теорет.	1,117	1,215	1,051	1,145	1,125	1,057	1,036	1,192	1,113
	Откл., %	1,5	0,8	-0,8	-0,6	-1,3	0,8	-0,6	0,3	0,7
R_b	Опытн.	0,943	0,815	0,978	0,85 ¹	0,9	0,984	0,960	0,805	0,992
	Теорет.	0,935	0,803	0,993	0,869	0,91	0,972	0,945	0,817	0,922
	Откл., %	1,4	1,5	-1,5	-2,2	-1,1	1,2	1,6	-1,5	-0,2
$E_b(\rho,t)$	Опытн.	0,930	0,787	0,975	0,862	0,91	0,947	0,926	0,821	0,906
	Теорет.	0,924	0,779	0,971	0,857	0,903	0,953	0,937	0,815	0,915
	Откл., %	0,1	-1,5	0,4	0,6	0,8	-0,6	-1,2	0,7	-0,9
ε_{bu}	Опытн.	0,747	0,632	0,813	0,716	0,748	0,782	0,769	0,638	0,735
	Теорет.	0,756	0,64	0,84	0,7	0,735	0,789	0,764	0,654	0,746
	Откл., %	-1,2	-1,3	1,1	2,2	1,7	-0,9	0,7	-2,5	-1,5
ε_{btu}	Опытн.	1,252	1,361	1,189	1,281	1,240	1,218	1,252	1,311	1,222
	Теорет.	1,247	1,347	1,197	1,26	1,2	1,237	1,327	1,327	1,245
	Откл., %	0,4	1,0	-0,7	0,3	-1,6	1,5	1,2	-1,2	-1,9
ν	Опытн.	1,10	1,254	1,026	1,175	1,128	1,08	1,092	1,21	1,08
	Теорет.	1,085	1,231	1,039	1,173	1,119	1,067	1,076	1,216	1,10
	Откл., %	1,3	1,8	-1,3	0,2	0,8	1,2	1,5	-1,3	-2,5
ν_f	Опытн.	1,55	1,198	1,04	1,123	1,05	1,037	1,09	1,137	1,052
	Теорет.	1,073	1,173	1,021	1,109	1,084	1,026	1,161	1,155	1,069
	Откл.,	-1,7	2,0	1,8	1,2	-2,3	1,1	2,7	-1,6	-1,6

Примечание. Опытные данные представляют собой средние значения по 2—4 образцам двух видов легких бетонов.

уровневого двухфакторного эксперимента. Обработка опытных данных в соответствии с этим планом позволила найти зависимость коэффициентов, учитывающих изменения призмной прочности R_b , предельной деформативности ε_{bu} , коэффициента упругости ν и модуля упругости бетона $E_b(\rho,t)$ при сжатии, от начального уровня предварительного растяжения η_{ot} и относительной прочности бетона к началу предварительного растяжения β_x :

$$\gamma_{R_b}^{pt} = 0,922 - 0,19 \bar{\eta}_{pt} (1,63 + \bar{\eta}_{pt}) + 0,041 \bar{\beta}_{zt} (1,561 - \bar{\beta}_{zt}) + 0,002 \bar{\eta}_{pt} \bar{\beta}_{zt}, \quad (3.20)$$

$$\gamma_{\epsilon_{btu}}^{pt} = 0,746 - 0,016 \bar{\eta}_{pt} (1,687 - \bar{\eta}_{pt}) + 0,037 \bar{\beta}_{zt} (1,486 - \bar{\beta}_{zt}) + 0,003 \bar{\eta}_{pt} \bar{\beta}_{zt}, \quad (3.21)$$

$$\gamma_{\nu}^{pt} = 1,107 + 0,0142 \bar{\eta}_{pt} (1,857 - \bar{\eta}_{pt}) - 0,039 \bar{\beta}_{zt} (1,795 - \bar{\beta}_{zt}) + 0,003 \bar{\eta}_{pt} \bar{\beta}_{zt}, \quad (3.22)$$

$$\gamma_{E_{pt}}^{pt} = 0,915 - 0,013 \bar{\eta}_{pt} (1,923 - \bar{\eta}_{pt}) + 0,039 \bar{\beta}_{zt} (1,564 - \bar{\beta}_{zt}) + 0,004 \bar{\eta}_{pt} \bar{\beta}_{zt}. \quad (3.23)$$

Расчетные значения F_r для уравнений (3.20)—(3.23) равны 0,045—0,452, что значительно меньше теоретического, равного $F_t = 19,2$. Коэффициенты множественной корреляции данных уравнений оказались равными соответственно $R_{R_b \dots E_{bt}} = 0,968, 0,994, 0,996, 0,983$.

Уравнения (3.20)—(3.23) справедливы для оценки влияния предварительного растяжения бетона с начальным уровнем $0,3 \leq \eta_{pt} \leq 0,7$ на его свойства.

3.1.4. Влияние предварительного растяжения на прочностные и деформативные характеристики бетона при последующем кратковременном растяжении

Проведенные исследования позволили выявить существенное влияние предварительного длительного растяжения на свойства бетона при последующем кратковременном растяжении. При увеличении начального уровня предварительного растяжения η_{pt} от 0,3 до 0,7 и последующем кратковременном растяжении наблюдались рост прочности до 17%, предельной растяжимости бетона ϵ_{btu} — до 35%, уменьшение модуля упругости до 21% и увеличению коэффициента упругости до 24% (рис. 27).

Несколько меньшее влияние на механические свойства бетона при растяжении оказывает относительная его прочность к моменту предварительного растяжения. Так, при изменении β_{zt} от 0,6 до 1 прочность бетона после предварительного длительного растяжения повысилась на 17 и 8%.

С увеличением уровня предварительного нагружения η_{pt} с 0,3 до 0,5 наблюдался рост R_{bt} практически по линейному закону. При дальнейшем увеличении η_{pt} степень возрастания R_{bt} превышала его рост. Максимальный прирост прочности бетона после

предварительного длительного растяжения, зафиксированный в опытах, соответствовал $\eta_{pt}=0,7$ и $\beta_{-t}=0,6$ и составил 17%. Изменение предельных деформаций бетона ε_{bt} от параметров предварительного растяжения носило тот же характер, что и изменение ε_{bt} . Максимальное зарегистрированное в проведенных опытах повышение ε_{bt} соответствовало $\eta_{pt}=0,7$ и $\beta_{-t}=0,6$ и составило 35%.

Модуль упругости бетона при растяжении от параметров предварительного нагружения изменялся так же. Увеличение уровня предварительного растяжения при неизменном β_{-t} приводило к снижению величины E_{bt} . Так, при $\beta_{-t}=0,8$ возрастание η_{pt} от 0,3 до 0,7 повлекло за собой снижение E_{bt} с 5 до 10% в опытных образцах по сравнению с призмами, не подвергаемым предварительному растяжению. Этот эффект несколько смягчался с повышением относительной прочности бетона β_{-t} .

Наибольшее влияние на коэффициент упругости бетона ν_t оказывал уровень повторных нагружений. С его повышением с 0,3 до 0,7 коэффициент упругости увеличивался на 14—20%.

С помощью метода математического планирования экспериментов были определены зависимости коэффициентов $\gamma_{R_{bt}}^{pt}$, $\gamma_{\varepsilon_{bt}}^{pt}$, $\gamma_{\nu_t}^{pt}$ от изученных факторов при растяжении после длительного предварительного растяжения в виде

$$\gamma_{R_{bt}}^{pt} = 1,103 + 0,012\bar{\eta}_{pt} (2,83 - \bar{\eta}_{pt}) - 0,041\bar{\beta}_{-t} (1,17 - \bar{\beta}_{-t}), \quad (3.24)$$

$$\gamma_{\varepsilon_{bt}}^{pt} = 1,245 + 0,03\bar{\eta}_{pt} - 0,045\bar{\beta}_{-t} - 0,015\bar{\eta}_{pt}^2 + 0,037\bar{\beta}_{-t}^2, \quad (3.25)$$

$$\gamma_{\nu_t}^{pt} = 1,069 + 0,029\bar{\eta}_{pt} - 0,047\bar{\beta}_{-t} - 0,014\bar{\eta}_{pt}^2 + 0,039\bar{\beta}_{-t}^2. \quad (3.26)$$

Расчетные значения F_r для уравнений (3.24)—(3.26) составили 0,452, 0,02, 0,162, что существенно меньше теоретического, равного 19,2; коэффициенты множественной корреляции оказались равными 0,963; 0,985; 0,961.

Полученные уравнения могут быть использованы для оценки влияния предварительного растяжения легкого бетона с $0,3 \leq \eta_{pt} \leq 0,7$ на его свойства при кратковременном растяжении.

Установлено, что модули упругости при сжатии и растяжении после длительного предварительного растяжения изменялись практически по одному закону. Это дает возможность определить влияние параметров предварительного растяжения на E_{bt} по формуле (3.23).

По изменениям механических свойств образцы тяжелого бетона после предварительного растяжения оказались аналогичными легким.

3.2. УЧЕТ ИЗМЕНЕНИИ СВОЙСТВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАГРУЖЕННОГО БЕТОНА ПРИ РАСЧЕТЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Полученные коэффициенты влияния предварительного обжата на физико-механические свойства бетонов использованы при проектировании предварительно напряженных элементов.

Характеристику сжатой зоны образцов бетона, подвергнутых предварительному сжатию, рекомендуется определять по формуле с введением в нее коэффициента $\gamma_{R_b}^p$

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b \cdot \gamma_{R_b}^p \quad (3.27)$$

Повышение упругости предварительно обжатого бетона приводит к уменьшению граничных значений относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \sigma_{sR} / (E_s \cdot \varepsilon_{bu} \cdot \gamma_{\varepsilon_b}^p)} \cdot (1 - \omega / 1,1) \quad (3.28)$$

Неучет изменений механических свойств обжатого бетона может привести к ошибке в установлении случая расчета (при $\xi_{R_k} \leq \xi \leq \xi_R$), а также к неправильным оценкам величины напряжений в растянутой арматуре и несущей способности элемента.

При расчете наклонных сечений по поперечной силе предварительно напряженных железобетонных элементов в расчетные формулы вместо R_{bt} следует вводить пониженное сопротивление бетона растяжению $\gamma_{R_{bt}}^p \cdot R_{bt}$.

Расчет образования трещин предварительно напряженных элементов при осевом действии продольных сил следует производить по формуле

$$N_{crc} = \gamma_{R_{bt}}^p R_{bt, ser} (A + A_s \cdot E_s (\gamma_{v_t}^p \cdot v_t \cdot \gamma_{E_b}^p E_b)) + P \quad (3.29)$$

или

$$N_{crc} = \gamma_{R_{bt}}^p R_{bt, ser} (A + \delta v_t \cdot A_s) + P, \quad (3.30)$$

где

$$\delta = 2 \gamma_{v_t}^p \gamma_{E_b}^p \quad (3.31)$$

При расчете образования трещин в железобетонных элементах, подвергнутых изгибу и действию внецентренно приложенных продольных усилий по методу ядерных моментов, расчетная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона перед образованием трещин принимается треугольной, а в растянутой зоне — прямоугольной. При такой эпюре напряжений с учетом изменений физико-механи-

ческих свойств бетона под действием предварительного обжатия ордината эпюры растяжения равна $\gamma_{R_{bt, ser}}^r$, а наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона описывается как

$$N_{crc} = \gamma_{R_{bt, ser}}^p \cdot R_{bt, ser} \cdot \dots;$$

где

$$\gamma_{\varepsilon_{bt}}^p \cdot \varepsilon_{bt} = \frac{\gamma_{R_{bt, ser}}^p \cdot R_{bt, ser}}{\gamma_{E_b}^p \cdot E_b \cdot \gamma_{\nu_t}^p \cdot \nu_t} \quad (3.32)$$

сжимающие напряжения в волокне бетона, расположенном на расстоянии $(h-X)$ от нейтральной оси,

$$\sigma_{bn} = \delta \cdot \gamma_{R_{bt, ser}}^p \cdot R_{bt, ser} \cdot u / (h-x), \quad (3.33)$$

где δ определяется по формуле (3.31).

Положение нейтральной оси определяется из уравнения проекции всех сил на продольную ось элемента, которое приводят к виду

$$S = A \cdot (h-x) / \delta. \quad (3.34)$$

Подставив в эту формулу $S = S_{b0} + S'_{b0} \nu_k$, $A = A_{bt} + \delta \cdot \nu \cdot A_s$, где $\nu_k = \nu / \gamma_{E_b}^p$, $\nu = E_s / E_b$, запишем

$$S_{b0} + S'_{s0} \nu_k - \nu S_{s0} = A_{bt} [(h-x) \delta], \quad (3.35)$$

где S_{b0} , S'_{s0} , S_{s0} — статические моменты площадей сечения сжатого бетона и арматуры; A_{bt} — площадь сечения растянутой зоны бетона.

Упруго-пластический момент сопротивления сечения составит

$$W_{pl} = \frac{\delta \cdot I_c}{h-x} + S_{bt} = \frac{\delta (I_{b0} + \nu_k I'_{s0} + \nu I_{s0})}{h-x} + S_{bt}, \quad (3.36)$$

где I_{b0} , I'_{s0} и I_{s0} — моменты инерции площадей сечения сжатого бетона и арматуры; S , S' , S_{bt} — статические моменты площади растянутой зоны бетона.

Выражение для момента образования трещин при учете изменения физико-механических свойств обжатого бетона принимает вид

$$M_{crc} = \gamma_{R_{bt, ser}}^p \cdot R_{bt, ser} \cdot W \pm M_{rp} \quad (3.37)$$

Таким образом, учет влияния преднапряжения на физико-механические свойства бетона при расчете железобетонных конструкций позволяет правильно оценить сопротивление преднапряжения действующим нагрузкам, что повышает их надежность, а в ряде случаев и экономичность.

3.3. ПОТЕРИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ ОТ УСАДКИ И ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА С ПОРИСТЫМИ ЗАПОЛНИТЕЛЯМИ ИЗ ЛЕССОВИДНЫХ СУГЛИНКОВ

При передаче предварительных напряжений на бетон в арматуре у изученных образцов выявлены потери напряжений благодаря проявлению в бетоне пластических деформаций. Отпуск напряжения в арматуре осуществлялся в течение 3—5 мин. Модуль упругости изучаемых бетонов определялся на призмах, изготовленных одновременно с балками. Деформации бетона измерялись на уровне верхней и нижней арматур до отпуска и сразу после отпуска напряжений.

Потери напряжения в арматуре вычислялись из уравнения

$$\sigma_{loc_2} = \varepsilon^{exp} E_s - E_s \cdot \varepsilon^{el}, \quad (3.38)$$

где ε^{exp} — фактические деформации бетона, измеренные при отпуске напряжения арматуры; ε^{el} — упругие деформации бетона, найденные из выражения

$$\varepsilon_{el} = \sigma_{br} / E_b, \quad (3.39)$$

где σ_{br} — напряжения обжатия бетона, определенные по формуле СНиП 2.03.01—84,

$$\sigma_{br} = N_{01} A_{red} + N_{01} l_{01} y_n I_{red}, \quad (3.40)$$

$$\sigma'_{br} = N_{01} A_{red} - N_{01} l_{01} y_n I_{red}. \quad (3.41)$$

$$N_{01} = \sigma_{01} A_s + \sigma'_{01} A'_s; \quad (3.42)$$

E_b — начальный модуль упругости бетона. Определенные по данным выражениям потери напряжений от пластических деформаций у изучаемых бетонов приведены в табл. 18 и показаны на рис. 28 а.

Потери от усадки и ползучести бетона определялись экспериментально на основании обработки данных по изменению деформаций арматуры. Величины потерь напряжений от усадки и ползучести бетона с пористыми заполнителями из лессовидных суглинков — по формуле

$$\sigma_9 + \sigma_{10} = \varepsilon^{exp} \cdot E_s. \quad (3.43)$$

Следует указать, что при проведении экспериментов потери непосредственно от усадки и отдельно от ползучести бетона практически трудно выделить из общих потерь, поэтому потери от усадки и ползучести бетона рассматривались как суммарные.

Результаты определения общих потерь напряжения от усадки и ползучести бетона с пористыми заполнителями из лессовидных суглинков приведены на рис. 28, б, табл. 18.

Анализ полученных данных показал, что в испытанных элементах потери напряжения в арматуре от усадки и ползучести

бетона с пористыми заполнителями из лессовидных суглинков составили 1000—1300 кгс/см², и керамзитобетона 900—1200 кгс/см², или 18,5—22 и 17,1—20% от начального напряжения арматуры.

Таким образом, можно считать, что общие потери преднапряжения арматуры при обжатии от усадки и ползучести у образцов

Таблица 18

Общие потери напряжения от усадки и ползучести бетона в исследуемых образцах

Шифр балок	Прочность бетона R_b , МПа	Относительное обжатие бетона на σ_b / R_b	Потери напряжения в арматуре, МПа	
			$\sigma_{loc} (-)$	σ_{loc} в возрасте 100 сут.
ЛСЗП-1	31,2	0,1	3,8	75
ЛСЗП-2	31,2	0,16	7	95
КБП-1	33,5	0,1	3,2	65
ЖБП-2	33,5	0,1	6,5	85

из исследуемого бетона на основе пористых заполнителей из лессовидных суглинков незначительно превышают уровень потерь у образцов из керамзитобетона, что подтверждает возможность использования исследуемого бетона в качестве конструкционного материала для преднапряженных железобетонных конструкций.

Выводы

1. В предварительно напряженных элементах начальный уровень обжига менялся в зависимости от изменения физико-механических характеристик бетона и арматуры от 20 до 55%, что зависело от начальных напряжений в материалах.
2. Прочность исследуемого бетона после предварительного обжатия ($\eta_p \leq 0,65$) возрастала, предельная деформативность уменьшалась, что оказывало влияние на характер диаграммы $\sigma_b - \epsilon_b$.
3. Получены уравнения регрессии изменения прочности и модуля деформации бетонов от уровня начального обжатия.
4. Определены потери предварительного напряжения от усадки и ползучести в элементах на основе лессовидных суглинков с учетом изменения прочности бетона при предварительном обжатии.
5. Уточнен метод расчета железобетонных элементов по образованию трещин с учетом изменения свойств бетонов при обжатии и установленных экспериментальным путем потерь предварительного напряжения в арматуре.

Глава 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПО СОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПОРИСТЫМИ ЗАПОЛНИТЕЛЯМИ

4.1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СО СМЕШАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ

Для решения поставленных в эксперименте задач были изготовлены 24 балки длиной 320 см из легкого кампоритобетона и обычного тяжелого, из них 16 имели прямоугольное сечение размером 12×30 см, а 8 — тавровое с аналогичными размерами ребра и с полкой в сжатой зоне сечением 6—30 см. Принятие таврового сечения у части опытных балок продиктовано стремлением уменьшить путем развития сжатой зоны относительную высоту ξ с целью повышения напряжений в арматуре при разрушении балок. Все балки в зависимости от коэффициента частичного преднапряжения и степени обжатия были разделены на 4 серии. В каждую входили при одинаковом коэффициенте частичного преднапряжения K_p и степени обжатия по два образца-близнеца из обычного тяжелого бетона. Каждая серия в шифре балок обозначена римскими и два близнеца каждой серии арабскими цифрами 1 и 2 (рис. 29).

Первая серия образцов изготавливалась без преднапряжения, т. е. при $K_p=0$. Вторая серия имела напрягаемые и ненапрягаемые арматурные стержни в растянутой зоне из стали Ат-VI, $K_p=0,33$. Третья серия также имела напрягаемую и ненапрягаемую стержневую арматуру класса Ат-VI, $K_p=0,67$. Четвертую серию составили полностью преднапряженные балки с арматурными стержнями в растянутой зоне из стали класса Ат-VI, $K_p=1,0$.

В исследовании варьировались следующие показатели: вид применяемого бетона (легкий и тяжелый); коэффициент частичного преднапряжения ($K_p=0; 0,33; 0,67; 1,0$); усилия обжатия бетона; относительная высота сжатой зоны сечения.

Неизменяемыми параметрами приняты: уровень преднапряжения арматуры растянутой зоны; класс арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой); прочность кампоритобетона и тяжелого бетона.

Рабочая арматура всех балок принята диаметром 10 мм из стали класса Ат-VI. Преднапряженные стержни подвергнуты контролируемому натяжению до напряжения $\sigma_{sp}=0,85\sigma_{0,2}$. Ненапрягаемые арматурные стержни обрываются в пролете в соответствии с эпюрой внутренних усилий (рис. 30, 31).

В балках первой и второй серии в сжатой зоне установлена арматура Вр-I диаметром 5 мм, третьей и четвертой серий с целью предотвращения образования трещин при отпуске преднапряжения — преднапряженная арматура из стали класса Вр-II диамет-

Основная характеристика балок, использованных в экспериментальных исследованиях

Шифр балок	Прочность бетона, МПа		Коэффициент звсигт. прсд. и прсжсжсн K_p	Армирование, см				ρ	ρ_s	Установив- шися напрс- жсн в армс- турс σ_{sp} , МПа	
	R_{br}	при испытании балок		S	S_p	S_t	S_p'				
		R									R_b
БТО-I-1	—	32,8	25,3	0,00	2,35	—	0,196	—	0,71	—	
БТО-I-2	—	32,6	25,1	0,00	2,35	—	0,196	—	0,71	—	
БТЧ-II-1	22,4	33,2	25,6	0,33	1,57	0,783	0,196	—	0,47	757,55	
БТЧ-II-2	22,4	33,5	25,8	0,33	1,57	0,783	0,196	—	0,47	758,01	
БТЧ-III-1	21,7	32,0	25,2	0,67	0,783	1,57	—	0,196	0,24	724,04	
БТЧ-III-2	21,7	32,7	25,3	0,67	0,783	1,57	—	0,196	0,24	722,12	
БЛП-IV-1	21,0	34,6	26,6	1,0	—	2,35	—	0,392	0,71	678,53	
БЛП-IV-2	21,0	34,4	26,5	1,0	—	2,35	—	0,392	0,71	677,58	
БЛО-I-1	—	32,4	27,4	0,00	2,35	—	0,196	—	0,71	—	
БЛО-I-2	—	31,9	27,2	0,00	2,35	—	0,196	—	0,71	—	
БЛЧ-II-1	20,7	32,3	27,5	0,33	1,57	0,783	0,196	—	0,47	739,85	
БЛЧ-II-2	20,7	31,8	27,2	0,33	1,57	0,783	0,196	—	0,47	740,99	
БЛЧ-III-1	21,3	32,7	27,6	0,67	0,783	1,57	—	0,196	0,24	706,60	
БЛЧ-III-2	21,3	32,8	27,8	0,67	0,783	1,57	—	0,196	0,24	704,62	
БЛП-IV-1	20,8	33,0	27,8	1,0	—	2,35	—	0,392	0,71	658,68	
БЛП-IV-2	20,8	32,7	27,6	1,0	—	2,35	—	0,392	0,71	656,10	
БЛОт-I-1	—	31,7	27,0	0,0	2,35	—	0,347	—	0,57	—	
БЛОт-I-2	—	32,2	27,4	0,0	2,35	—	0,347	—	0,57	—	
БЛЧт-II-1	21,0	32,7	27,8	0,33	1,57	0,783	0,347	—	0,38	744,71	
БЛЧт-II-2	21,0	32,8	27,6	0,33	1,57	0,783	0,347	—	0,38	743,39	
БЛЧт-III-1	21,2	32,6	27,9	0,67	0,783	1,57	0,141	0,196	0,19	707,94	
БЛЧт-III-2	21,2	32,9	28,0	0,67	0,783	1,57	0,141	0,196	0,19	701,14	
БЛПт-IV-1	21,5	33,8	28,2	1,0	—	2,35	0,141	0,392	0,57	664,56	
БЛПт-IV-2	21,5	33,5	28,0	1,0	—	2,35	0,141	0,392	0,57	662,99	

Примечание. 1. Арматура S и S_p принята для стали класса Аг-VI, S_t — Вр-II, S_p' — Вр-II, S — Вр-I, 2. Установившиеся предельные напряжения в арматуре σ_{sp} в балках БТЧ-II, БТЧ-IV равно 1235 МПа, в балках БЛЧ-III, БЛП-IV, БЛЧт-II и БЛПт-IV — в среднем 1223 МПа.

ром 5 мм. Поперечная арматура в опытных балках устанавливалась с шагом 8 см, а на концевых участках — 4 см. Хомуты изготовлялись из стали класса А-III диаметром 6 мм. Шифры и основные характеристики опытных балок представлены в табл. 19.

Таким образом, все железобетонные балки проходили испы-

Таблица 20

Сравнение моментов образования экспериментальных и теоретических трещин

Шифр балок	K_p	$M_{сгс}^{оп}$	$\frac{M_{сгс}^{оп}}{M_u}$	K_{Rbt}	Теоретические значения по формуле (4.36)		Отклонения	
					без учета K_{Rbt}'	с учетом K_{Rbt}	$\Delta i = \frac{M_{сгс}^{оп} - M_{сгс}^{тi}}{M_{сгс}^{оп}}$	
					$M_{сгс}^{тi}$, кН·м	$M_{сгс}^{т2}$, кН·м	Δ_1	Δ_2
БТО-I-1	0	8,76	0,14	1,0	8,10	—	7,4	—
БТО-I-2	0	8,58	0,14	1,0	8,20	—	4,4	—
БТЧ-II-1	0,33	15,6	0,25	0,95	15,9	15,51	-1,9	0,57
БТЧ-II-2	0,33	16,2	0,24	0,95	15,85	15,74	2,16	2,8
БТЧ-III-1	0,67	22,2	0,35	0,84	22,76	21,51	-2,52	3,1
БТЧ-III-2	0,67	22,0	0,34	0,84	22,81	21,58	-3,68	1,9
БТП-IV-1	1,0	28,8	0,42	0,69	30,43	27,92	-5,66	3,05
БТП-IV-2	1,0	28,4	0,42	0,69	29,88	27,37	-5,21	3,6
БЛО-I-1	0	7,68	0,11	1,0	7,12	—	7,2	—
БЛО-I-2	0	7,50	0,11	1,0	7,08	—	6,5	—
БЛЧ-II-1	0,33	14,2	0,21	0,96	14,64	14,36	-2,8	-1,1
БЛЧ-II-2	0,33	14,2	0,22	0,96	14,52	14,24	-2,25	-0,28
БЛЧ-III-1	0,67	20,16	0,3	0,93	21,2	20,82	-5,1	-3,2
БЛЧ-III-2	0,67	19,8	0,29	0,93	21,08	20,65	-6,3	-4,2
БЛП-IV-1	1,0	26,4	0,38	0,84	28,22	27,15	-6,8	-2,8
БЛП-IV-2	1,0	26,2	0,37	0,84	28,14	27,07	-7,4	-3,3
БЛОт-I-1	0	9,0	0,11	1,0	8,4	—	6,6	—
БЛОт-I-2	0	8,8	0,10	1,0	8,4	—	4,6	—
БЛЧт-II-1	0,33	17,4	0,21	0,96	17,54	17,21	-0,81	1,1
БЛЧт-II-2	0,33	17,7	0,20	0,96	17,41	17,08	1,64	3,5
БЛЧт-III-1	0,67	26,82	0,29	0,93	27,92	27,35	-4,1	1,9
БЛЧт-III-2	0,67	26,4	0,28	0,93	27,92	27,35	-5,7	-3,5
БЛЧт-IV-1	1,0	33,1	0,36	0,84	35,62	34,31	-7,6	-3,6
БЛЧт-IV-2	1,0	32,4	0,35	0,84	34,85	33,48	-7,5	-3,3

Примечание. Сумма квадратов отклонения для элементов с $K_p = 0,33; 0,67$ и 1,0, $\Sigma_{\Delta_1}^2 = 433,6$, $\Sigma_{\Delta_2}^2 = 154,9$.

тания при 4 значениях коэффициента частичного преднапряжения при одинаковом суммарном сечении рабочей арматуры в растянутой зоне.

В процессе отпуска преднапряжения выявлено, что деформации в бетоне и арматуре у кампоритобетонных балок оказались несколько выше, чем у аналогичных балок из обычного тяжелого бетона, что связано с меньшими значениями модуля упругости кампоритобетона. Однако неупругие деформации при обжатии

кампортобетона были практически такими же, как у элементов из тяжелого бетона.

Все балки подвергались испытаниям многократно повторным нагружениям по этапам, составляющим $(0,05-0,1)P_u$.

Таблица 21

Сравнение значений ширины раскрытия экспериментальных и теоретических трещин

Шифр балок	K_p	Ширина раскрытия трещ и при уровне нагружения M/M_u , мм					
		a_{crc}^{on}	$a_{crc}^T 1$	$a_{crc}^{on} 2$	a_{crc}^{on}	$a_{crc}^T 1'$	$a_{crc}^T 2'$
		БТЧ-II-1	0,33	0,23	0,24	0,38	0,32
БТЧ-II-2	0,33	0,22	0,24	0,36	0,33	0,29	0,42
БТЧ-III-1	0,67	0,12	0,15	0,15	0,19	0,22	0,32
БТЧ-III-2	0,67	0,11	0,14	0,14	0,2	0,21	0,28
БЛЧ-II-1	0,33	0,26	0,25	0,32	0,34	0,31	0,45
БЛЧ-II-2	0,33	0,26	0,24	0,33	0,35	0,31	0,46
БЛЧ-III-1	0,67	0,14	0,17	0,17	0,22	0,25	0,29
БЛЧ-III-2	0,67	0,13	0,17	0,17	0,23	0,25	0,3
БЛЧт-II-1	0,33	0,32	0,36	0,46	0,4	0,43	0,64
БЛЧт-II-2	0,33	0,33	0,37	0,47	0,41	0,44	0,65
БЛЧт-III-1	0,67	0,19	0,25	0,32	0,28	0,32	0,5
БЛЧт-III-2	0,67	0,18	0,24	0,31	0,3	0,33	0,51

Шифр балок	Отклонения $\Delta = \frac{a_{crc}^T - a_{crc}^{on}}{a_{crc}^T} \times 100\%$			
	$M/M_u = 0,6$		при $M/M_u = 0,8$	
	Δ_1	Δ_2	Δ_1'	Δ_2'
БТЧ-II-1	4,1	39,4	-6,7	25,6
БТЧ-II-2	8,3	38,8	-13	21,4
БТЧ-III-1	20,0	20,0	13,6	36,6
БТЧ-III-2	21,4	21,4	4,8	28,5
БЛЧ-II-1	-4,2	18,7	-9,6	24,4
БЛЧ-II-2	-8,3	21,2	-11,2	23,9
БЛЧ-III-1	17,5	17,5	12,0	31,8
БЛЧ-III-2	23,0	23,0	8,0	23,3
БЛЧт-II-1	11,1	30,4	6,9	37,5
БЛЧт-II-2	10,8	29,8	6,8	36,9
БЛЧт-III-1	24	40,6	12,5	44,0
БЛЧт-III-2	25	41,9	9,1	41,2

$$\Sigma \Delta_1^2 = 3355 \quad \Sigma \Delta_2^2 = 10387 \quad \Sigma \Delta_1'^2 = 1180 \quad \Sigma \Delta_2'^2 = 11273$$

Анализ полученных данных показал, что коэффициент частичного преднапряжения K_p и вид бетона влияют на уровень нагрузки при образовании трещин, расстояние между ними и ширину их раскрытия (табл. 20, 21).

Замена тяжелого бетона кампоритобетоном в балках с полностью преднапряженной арматурой со смешанным армированием и в балках без преднапряжения при $\xi < \xi_R$ не оказала влияния на прочность по нормальным сечениям.

Выявлено, что прочность кампоритобетонных балок по нормальным сечениям при смешанном армировании и любом значении коэффициента частичного преднапряжения K_p и $\xi < \xi_R$ не ниже, чем у балок из тяжелого бетона.

4.2. ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО СОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК СО СМЕШАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ ВЫСОКОПРОЧНОЙ СТАЛЬЮ

Для расчета элементов из легкого бетона со смешанным армированием необходимо располагать значениями напряжений в преднапряженной и ненапрягаемой арматуре. Эти напряжения взаимосвязаны, их связь может быть определена из равенства приращений деформаций от внешней нагрузки во всей арматуре, расположенной на одинаковом расстоянии от сжатой грани.

Методика расчета, приведенная в [181], может быть распространена на элементы со смешанным армированием при любом ξ/ξ_R . Кроме того, в этой методике учитываются пластические деформации, возникающие в предварительно напряженной арматуре и численно равные σ_1/E_s . Однако эта методика расчета даже в улучшенном виде имеет ряд недостатков. Во-первых, в ней, как и в нормативах, действительная криволинейная диаграмма стали $\sigma_s - \epsilon_s$ заменяется тремя прямыми, что требует вычисления условных напряжений σ_{SR} , граничной высоты сжатой зоны и коэффициента условий работы арматуры γ_{s6} . Во-вторых, использование единой зависимости [181] для определения пластических деформаций в арматуре любого класса, даже если ограничиться высокопрочной стержневой арматурой, приводит к существенным погрешностям, поскольку в ней не отражены характеристики конкретного вида арматуры.

В связи с изложенным решено разработать более точный и универсальный метод расчета элементов со смешанным армированием.

4.2.1. Методика расчета прочности нормальных сечений железобетонных балок с учетом действительной диаграммы деформирования высокопрочной арматуры

Для расчета прочности элементов со смешанным армированием, где в растянутой зоне в качестве напрягаемой и ненапрягаемой арматур применяется высокопрочная сталь, необходимо располагать аналитической зависимостью $\sigma_s - \epsilon_s$. Согласно СНиП 2.03.01—84, действительные криволинейные диаграммы растяжения высокопрочных арматурных сталей представлены в виде

ломанных диаграмм, состоящих из трех прямолинейных участков. Замена криволинейных участков диаграмм прямолинейными, особенно на втором участке, в ряде случаев приводит к ощутимым отклонениям от фактических напряжений. Кроме того, действующие нормы не в полной мере учитывают влияние преднапряжения на изменение диаграмм растяжения и в конечном счете — на прочность железобетонных элементов.

Исследователи предлагают различные зависимости $\sigma_s - \varepsilon_s$; одним из наиболее удачных можно считать предложение [161], согласно которому диаграммы растяжения арматуры разбиваются только на два участка — прямолинейный от нуля до предела упругости σ_{el} и криволинейный от σ_{el} до σ_u . На первом участке зависимость $\sigma_s - \varepsilon_s$ подчиняется закону Гука, на втором предлагается использовать следующее выражение [161]:

$$\sigma_s = S - K [\ln 10 (\varepsilon_s \cdot 10^3 - L)] / \varepsilon_s 10^3 - L, \quad (4.1)$$

где

$$S = \sigma_{0,2} (1.475 \sigma_u / \sigma_{0,2} - 0.475) - 30; \quad (4.2)$$

$$K = 3700 \left[\frac{\sigma_{0,2} (\sigma_u / \sigma_{0,2} - 1) + 150}{1000} \right] - 96; \quad (4.3)$$

$$L = \sigma_{0,2} \left[\frac{12,5 \sigma_u / \sigma_{0,2} - 1}{1000} - \frac{1000}{E_s} \right] + 0,96. \quad (4.4)$$

Параметры S , K , L и $\sigma_u / \sigma_{0,2}$ для конкретного вида арматуры обращаются в постоянные члены. В собственных экспериментах использована арматура стали класса Ат-VI диаметром 10 мм и

Таблица 22

Значения коэффициентов и параметров, входящих в зависимости (4.1) и (4.7)

Класс арматуры	d , мм	$\frac{\sigma_u}{\sigma_{0,2}}$	S , МПа	K , МПа	L	K_0 , МПа	A , МПа	D
Ат-VI	10	1,3	1512	723,8	-0,64	3098,5	1455,1	0,32
Вр-II	5	1,3	2061	1170	-0,85	5630,2	2001,5	0,146

класса Вр-II диаметром 5 мм (табл. 22). Аналитические зависимости примут вид

для арматуры класса Ат-VI

$$\sigma_s = 1512 - 725 \frac{[\ln 10 (\varepsilon_s \cdot 10^3 - 0,64)]}{\varepsilon_s \cdot 10^3 - 0,64}; \quad (4.5)$$

для арматуры класса Вр-II.

$$\sigma_s = 2061 - 1170 \frac{[\ln 10 (\varepsilon_s \cdot 10^3 - 0,85)]}{\varepsilon_s \cdot 10^3 - 0,85}. \quad (4.6)$$

Для получения обратной зависимости, т. е. $\sigma_s = f(\varepsilon_s)$, использование выражения (4.1) вызывает затруднения, поэтому данная зависимость предлагается в следующем виде [161]:

$$\varepsilon_s \cdot 10^3 = \frac{K_0}{A - \sigma_s} - D + \frac{\sigma_s (1,9 \cdot 10^5 - E_s)}{19 \cdot E_s}, \quad (4.7)$$

где

$$K_0 = 2,931 \cdot 10^{-2} (\sigma_{u/\sigma_{0,2}} - 1)^2 \cdot \sigma_{0,2}^2 + 84, \quad (4.8)$$

$$A = (1,186 \cdot \sigma_{0,2} - 231) \left(\frac{\sigma_{u/\sigma_{0,2}}}{\sigma_{0,2}} - 0,5 \right)^2 + 0,675 \cdot \sigma_{0,2} + 70, \quad (4.9)$$

$$D = 0,01 \cdot \sigma_{0,2} (1,6 \cdot \sigma_{u/\sigma_{0,2}} - 2,126) + 0,813. \quad (4.10)$$

Выражение (4.7) позволяет достаточно точно описать диаграммы растяжения высокопрочных сталей от предела упругости до развития деформаций (отклонения около 1,5%). Параметры K_0 , A и D зависят только от исходных нормированных характеристик арматуры.

Для арматур Ат-VI диаметром 10 мм выражение (4.7) принимает вид

$$\varepsilon_s \cdot 10^3 = \frac{3098,5}{1455 - \sigma_s} - 0,32 - 1,22 \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_s, \quad (4.11)$$

для высокопрочной проволоки класса Вр-II диаметром 5 мм

$$\varepsilon_s \cdot 10^3 = \frac{5630}{2001 - \sigma_s} - 0,146 - 2,63 \cdot 10^{-4} \sigma_s. \quad (4.12)$$

Предварительное напряжение арматуры и ее выдерживание в напряженном состоянии приводят, как известно, к изменению характеристик сопротивления пластической деформации. В результате выбора части пластических деформаций суммарные деформации арматуры при действии внешней нагрузки уменьшались, а условные пределы упругости и текучести возрастали.

После натяжения арматуры до напряжения σ_{sp} в процессе ее выдержки напряжения снижаются за счет релаксации (σ_1) при неизменной суммарной деформации и других видов необратимых потерь (σ_{eos}). При повторном растяжении арматуры новая диаграмма пойдет по прямой, параллельной линейному участку исходной диаграммы до точки пересечения с криволинейным участком исходной диаграммы, которая соответствует новому значению условного предела упругости σ'_{el} (рис. 32). Деформация, соответствующая этому напряжению, опишется суммой

$$\varepsilon_{sN} = \varepsilon_{sp} + \Delta \varepsilon_s, \quad (4.13)$$

где ε_{sp} — деформация, вызванная преднапряжением; $\Delta \varepsilon_s$ — приращение упругой деформации новой диаграммы.

Опыты показали, что изменение преднапряжения слабо влияет на $\Delta \varepsilon_s$, которое, в свою очередь, составляет не более 10—12% от

ϵ_s . На основании проведенных экспериментов выражение (4.13) можно представить в виде [190]

$$\epsilon_{sN} = \epsilon_{sp} + 7,7 \cdot 10^{-7} \sigma_{0,2}. \quad (4.14)$$

Таким образом, новое значение условного предела упругости можно определить по формуле (4.1) при $\epsilon_s = \epsilon_{sN}$.

При напряжениях, превышающих ϵ_{el} , новую диаграмму растяжения для практических расчетов можно считать совпадающей с первоначальной.

Измененное значение условного предела текучести $\sigma'_{0,2}$ можно вычислить по формуле [176]

$$\frac{\sigma'_{0,2}}{\sigma_{0,2}} = 1 + \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_{0,2}} - 1 \right) \left(\frac{0,127}{1,2214 - \sigma_{sp} \sigma_{0,2}} - 0,157 \right). \quad (4.15)$$

В проведенных опытах величина преднапряжения арматуры класса Ат-VI принята постоянной, равной $\sigma_{sp} = 0,85\sigma_{0,2} = 910,0$ МПа. Соответствующая деформация ϵ_s может быть определена из выражения (4.7) при $\sigma_s = \sigma_{sp}$. Далее по формуле (4.14) находится ϵ_{sN} , которое подставляется в выражение (4.1) для вычисления σ'_{el} . Результаты показали, что в рассматриваемом случае $\epsilon_{sp} = 5,35 \cdot 10^{-3}$; $\epsilon_{sN} = 6,17 \cdot 10^{-3}$; $\sigma'_{el} = 986,84$ МПа. Новое значение предела текучести, вычисленное по выражению (4.15), составило $\sigma_{0,2} = 1128,7$ МПа.

В растянутой зоне железобетонного элемента после проявления потерь преднапряжения от релаксации, напряжений σ_1 и других причин σ_{ios} в преднапряженной арматуре S_p при погашении обжатия бетона напряжения составят $\sigma_{sp_2} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_{ios}$, а в ненапрягаемой арматуре S они будут сжимающими и равными $\sigma_{6,8,9}$ потерям преднапряжений, вызванным быстроснатекающей ползучестью, усадкой и длительной ползучестью бетона. Приращенные деформации от внешней нагрузки в арматуре S_p и S будут одинаковыми и равными ϵ_s^M (см. рис. 32). Суммарные деформации равны

в арматуре S_p

$$\epsilon_s = \epsilon_{sp_2} + \epsilon_s^M, \quad (4.16)$$

в арматуре S

$$\epsilon_{sd} = \epsilon_s^M - \epsilon_{6,8,9}. \quad (4.17)$$

Соответствующие этим деформациям напряжения составят и σ_{sd} .

При расчете прочности железобетонного элемента приращение деформации в арматуре от внешней нагрузки ϵ_s^M к моменту разрушения сжатого бетона (когда на краевом волокне достигнута предельная сжимаемость ϵ_{bu}) описывается известной зависимостью

$$\varepsilon_s^M = \frac{\delta_{bu}}{1 - \omega/1,2} (\omega/\xi - 1). \quad (4.18)$$

Деформации арматуры, вызванные потерями преднапряжения (без учета потерь от релаксации σ_1), равны

$$\varepsilon_{los} = \sigma_{los} \cdot E_s. \quad (4.19)$$

Деформации арматуры, соответствующие величинам преднапряжения σ_{sp} , определяются следующим образом: при $\sigma_{sp} \leq \sigma_{el}$

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp} \cdot E_s, \quad (4.20)$$

если $\sigma_{sp} > \sigma_{el}$

$$\varepsilon_{sp} \cdot 10^3 = \frac{K_0}{A - S_p} - D + \frac{\sigma_{sp} (1,9 \cdot 10^5 - E_s)}{190 E_s}. \quad (4.21)$$

После подстановки выражений (4.18), (4.19), (4.20) в (4.21) и (4.16) деформации ε_s и ε_{sd} в напрягаемой и ненапрягаемой арматурах окажутся зависимыми только от высоты сжатой зоны железобетонного элемента ξ .

Переход от деформации арматуры к напряжениям осуществляется следующим образом. При упругой работе арматуры (при $\sigma_s \leq \sigma_{el}$) упругие деформации после отжатия пластических равны

$$\varepsilon_{el} = \varepsilon_s - \left(\varepsilon_{sp} - \frac{\sigma_{sp}}{E_s} + \frac{\sigma_1}{E_s} \right) = \varepsilon_s^M + \frac{\sigma_{sp}}{E_s} - \frac{\sigma}{E_s} - \varepsilon_{los}, \quad (4.22)$$

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_{bu}}{1 - \omega/1,1} \cdot E_s \cdot (\omega/\xi - 1) + \sigma_{sp} - \sigma_{los} - \sigma_1. \quad (4.23)$$

Принимая

$$B = \frac{\varepsilon_{bu} E_s}{1 - \omega/1,1}, \quad (4.24)$$

получаем для ненапрягаемой арматуры

$$\sigma_{sd} = B (\omega/\xi - 1) - \sigma_{0,sp}. \quad (4.25)$$

При разработке методики расчета предусмотрены все возможные случаи напряженно-деформированных состояний, в том числе когда в преднапрягаемых арматурных стержнях в растянутой зоне развиваются неупругие деформации; когда в напряженных стержнях развиваются неупругие деформации, а в ненапрягаемых — упругие; когда вся арматура (напрягаемая и ненапрягаемая) работает в упругой стадии.

В разработанной методике расчета учитывается влияние преднапряжения на физико-механические характеристики не только арматуры, но и бетона. В расчет вводятся произведения $K_{R_b} R_b$, $K_{R_{bt}} R_{bt}$ и $E_b K_{E_b} \cdot K_{\varepsilon_b} \varepsilon_{bu}$, где коэффициентами K_{R_b} , $K_{R_{bt}}$, K_{E_b} , K_{ε_b} учтены изменения свойств бетона.

Предлагаемая методика расчета имеет в основе действительную диаграмму деформирования высокопрочной арматурной стали; учитываются в явном виде изменения диаграммы деформирования стали и ее физико-механических характеристик, а также свойств бетона, вызванные предварительным напряжением арматуры и выдержкой его во времени; не требуется определения граничной высоты сжатой зоны сечения ξ_R и коэффициента γ_{s6} .

4.2.2. Алгоритм расчета прочности нормальных сечений железобетонных балок по предлагаемому методу

Для расчета прочности нормальных сечений по описанной методике составлены блок-схемы (рис. 33, 34) и предложена программа расчета, реализованная на ЭВМ. Программа, составленная на основе предложенной методики расчета, является универсальной, так как позволяет вести расчет нормальных сечений не только железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием, но и полностью преднапряженных, а также имеющих только ненапрягаемую арматуру. Она может быть использована для элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений.

Исходные данные включали следующие характеристики арматуры: σ_{el} ; $\sigma_{0.2}$; σ_u ; E_s ; R_{sc} ; предварительное напряжение и потери σ_{sp} ; σ'_{sp} ; $\sigma_{v,s,s}$ (от быстронатекающей ползучести, усадки и длительной ползучести); σ_1 (от релаксации напряжений); σ_{los} (сумма всех потерь, кроме σ_1); σ_{sp} и σ'_{sp} (преднапряжения за вычетом всех потерь в арматурах S_p и S'_p); следующие характеристики бетона: $K_{R_b} R_b$; $K_{\epsilon_b} \epsilon_{bu}$ (призмная прочность и предельная сжимаемость бетона с учетом влияния преднапряжения); $\omega = \alpha - 0,0048 R_b^{0,11}$, где $\alpha = 0,85$ для тяжелого бетона и $\alpha = 0,8$ для легкого; следующие геометрические характеристики: b ; b_f ; h ; h_f ; α ; α_p ; b'_p ; A_s ; A_{sp} ; A'_s ; A'_{sp} .

Разработанный алгоритм расчета для удобства разделен на две блок-схемы: основную (см. рис. 33) и дополнительную (см. рис. 34). В последней из системы уравнений выделено определение напряжений в арматуре.

Опишем основную блок-схему.

Блок 1. Определение аналитической зависимости и ее параметров S , K , L по формулам (4.1) — (4.4).

Блок 2. Определение в элементе наличия преднапряженной арматуры; если в элементе преднапряженной арматуры нет, то следует переход к блоку 9; если элемент содержит преднапряженную арматуру, то следует переход к блоку 3.

Блок 3. Проверка условия упругой работы арматуры при ее предварительном напряжении.

Блок 4. Определение деформации арматуры соответствующей величине преднапряжения при упругой работе ($\varepsilon_{sp, el} = \sigma_{sp} / E_s$).

Блок 5. Вычисление параметров K_0 , A , D аналитической зависимости (4.7) по формулам (4.8) — (4.10).

Блок 6. Определение деформации арматуры ε_{sp} при ее предварительном напряжении с учетом неупругой работы по формуле (4.7) при $\sigma_s = \sigma_{sp}$.

Блок 7. Определение деформации ε_{sN} , соответствующей новому значению условного предела упругости арматуры.

Блок 8. Определение нового значения условного предела упругости σ'_{el} по уравнению (4.1) при $\varepsilon_s = \varepsilon_{sN}$.

Блок 9. Вычисление параметра B , характеризующего сжатую зону бетона по формуле (4.24).

Блок 10. Вычисление значений ξ , σ_s и σ_{sd} из систем уравнений блок-схемы расчета напряжений (см. рис. 33).

Блок 11. Проверка условия $h_f = 0$. Если оно удовлетворяется, то сечение прямоугольное, переход к блоку 12; в противном случае (элемент таврового сечения) переход к блоку 15.

Блок 12. Проверка условия $\xi \geq 2a' / h_0$, что обеспечивает работу арматуры сжатой зоны с полным расчетным напряжением; если условие соблюдается, то следует переход к блоку 22, где выполняется расчет прочности; в противном случае — переход к блоку 13.

Блок 13. Принимается $R_{sc} = 0$, переход к блоку 14.

Блок 14. Вычисление ξ , σ_s и σ_{sd} из систем уравнений блок-схемы расчета напряжений. Далее переход к блоку 22.

Блок 15. При $h'_f > 0$ (блок 11) сечение имеет тавровую форму, поэтому определяется положение нейтральной оси по отношению к полке сечения: если $\xi > h'_f / h_0$, то нейтральная ось пересекает ребро балки; следует переход к блоку 22, в противном случае — переход к блоку 16.

Блок 16. Принимается $b = b_f$, переход к блоку 17.

Блок 17. Вычисление ξ , σ_s и σ_{sd} из системы уравнений блок-схемы расчета напряжений.

Блок 18. Проверка условия $\xi > h'_f / h_0$; если оно соблюдается, то нейтральная ось проходит в ребре балки, следует переход к блоку 22; если это условие не соблюдается, переход к блоку 19.

Блок 19. Проверка условия $\xi \geq 2a' / h_0$, что обеспечивает работу арматуры сжатой зоны с полным расчетным напряжением; если условие соблюдается, следует переход к блоку 22 для расчета прочности сечения балки, в противном случае переход к блоку 20.

Блок 20. Принимается $R_{sc} = 0$, переход к блоку 21.

Блок 21. Вычисляется ξ , σ_s и σ_{sd} из систем уравнений блок-схемы расчета напряжений, после чего следует переход к блоку 22.

Блок 22. Выполнение расчета прочности по нормальным сече-

ниям изгибаемых железобетонных элементов таврового и прямоугольного сечений при любом соотношении преднапряженной и ненапрягаемой высокопрочной арматуры.

Опишем дополнительную блок-схему (расчет напряжений),

Для определения напряжений в арматуре необходимо решить систему уравнений (блоки 10, 14, 17 и 21 из основной блок-схемы).

Блок 1'. Определение ξ , σ_s и σ_{sd} из системы уравнений

$$\left. \begin{aligned} K_{Rb} R_b [(b'_f - b) h'_f + \xi \cdot b \cdot h] + A'_s \cdot R_{sc} + A'_{sp} (R_{sc} - \sigma_{sp_s}) &= \\ &= \sigma_{sd} A_s + \sigma_s A_{sp} \\ \sigma_s &= E_s \cdot \text{Б} (\omega \xi - 1) + \sigma_{sp_s} \\ \sigma_{sd} &= E_s \text{Б} (\omega \xi - 1) - \sigma_{6,8,9} \end{aligned} \right\} (4.26)$$

При прямоугольном сечении в первое уравнение системы подставляется $h'_f = 0$, остальные два уравнения записаны для условий упругой работы арматуры. После определения напряжений принятое условие проверяется; если оно не удовлетворяется, то система решается вновь при выражениях для напряжений, учитывающих неупругую работу арматуры.

Блоки 2' и 3'. Проверка условий работы преднапряженной и ненапрягаемой арматуры. При удовлетворении обоих условий следует переход к блоку 22'. Если условие 2 не удовлетворяется, — переход к блоку 4.

Блок 4'. Определение ξ , σ_s и σ_{sd} из условия неупругой работы преднапряженной арматуры и упругой работы ненапрягаемой.

$$\left. \begin{aligned} K_{Rb} R_b (b'_f - b) h'_f + \xi b h_0 + A'_s R_{sc} + A'_{sp} (R_{sc} - \sigma'_{sp_s}) &= \\ &= \sigma_{sd} A_s + \sigma_s A_{sp}, \\ \sigma_s &= E_s \text{Б} (\omega \xi - 1) - \sigma_{6,8,9}, \\ \sigma_s &= S - K \frac{|\ln 10 (\varepsilon_{sd} \cdot 10^3 + L)|}{\varepsilon_s \cdot 10^3 + L}, \\ \varepsilon_s &= \text{Б} (\omega \xi - 1) - \sigma_{6,8,9} / E_s. \end{aligned} \right\} (4.27)$$

Далее переход к блоку 11'.

Блок 5'. Если условие 2' удовлетворяется, а условие 3' не удовлетворяется, ξ , σ_s и σ_{sd} определяются с учетом неупругой работы ненапрягаемой арматуры из системы уравнений

$$\left. \begin{aligned} K_{Rb} R_b (b'_f - b) \cdot h'_f + \xi b \cdot h_0 + A'_s \cdot R_{sc} + A'_{sp} (R_{sc} - \sigma_{sp_s}) &= \\ &= \sigma_{sd} \cdot A_s + \sigma_s A_{sp}, \\ \sigma_s &= E_s \text{Б} (\omega \xi - 1) + \sigma_{sp_s}, \end{aligned} \right\} (4.28)$$

$$\sigma_{sd} = S - K \frac{[\ln 10 (\varepsilon_{sd} \cdot 10^3 + L)]}{\varepsilon_{sd} \cdot 10^3 + L},$$

$$\varepsilon_{sd} = B(\omega \xi - 1) - \sigma_{6,8,9} / E_s.$$

Блок 6'. Проверка вновь найденных значений напряжений в арматуре из условия упругой работы преднапряженной арматуры; при удовлетворении этого условия проверка условия блока 7'.

Блок 7'. Если напряжения в ненапрягаемой арматуре не превышают σ_u , то следует переход к блоку 22'; в противном случае — переход к блоку 8'.

Блок 8'. Принято $\sigma_{sd} = \sigma_u$, оставшиеся неизвестные определяются из блока 9'.

Блок 9'. Определение новых значений ξ , σ_s и σ_{sd} из системы

$$\begin{aligned} K_{Rb} R_b (b'_f - b) h'_f + \xi b h_0 + A'_s R_{sc} + A'_{sp} (R_{sc} - \sigma_{sp_2}) = \\ = \sigma_{sd} A_s + \sigma_s A_{sp}, \end{aligned} \quad (4.29)$$

$$\sigma_s = E_s \cdot B(\omega \xi - 1) + \sigma_{sp_2}.$$

Блок 10'. Если найденное из системы уравнений (4.29) $\sigma_s \leq \sigma'_{el}$, то следует переход к блоку 22'; при неудовлетворении условий блока 10', т. е. при неупругой работе преднапряженной арматуры, — переход к блоку 15'.

Блок 11'. При неупругой работе преднапряженной арматуры найденные из блока 4' напряжения σ_s не должны превышать σ_u ; в противном случае переход к блоку 12'.

Блок 12'. Принято $\sigma_s = \sigma_u$, переход к блоку 13'.

Блок 13'. Определение ξ и σ_{sd} из системы уравнений

$$\begin{aligned} K_{Rb} R_b (b'_f - b) h'_f + \xi b h_0 + A'_s R_{sc} + A'_{sp} (R_{sc} - \sigma_{sp_2}) = \\ = \sigma_{sd} A_s + \sigma_s A_{sp}, \end{aligned} \quad (4.30)$$

$$\sigma_{sd} = E_s \cdot B(\omega \xi - 1) - \sigma_{6,8,9}.$$

Блок 14'. Проверка условия упругой работы ненапрягаемой арматуры; при удовлетворении этого условия следует переход к блоку 22', в противном случае — к блоку 15'.

Блок 15'. Определение ξ , σ_s и σ_{sd} из условий неупругой работы всей арматуры по следующим формулам:

$$\begin{aligned} K_{Rb} R_b (b'_f - b) h'_f + \xi b h_0 + A'_s R_{sc} + A'_{sp} (R_{sc} - \sigma'_{sp}) = \\ = \sigma_{sd} A_s + \sigma_s A_{sp}, \end{aligned}$$

$$\sigma_{sd} = S - K \frac{[\ln 10 (\varepsilon_{sd} 10^3 + L)]}{\varepsilon_{sd} 10^3 + L}, \quad (4.31)$$

$$\sigma_s = S - K \frac{\ln 10 (\varepsilon_s \cdot 10^3 + L)}{\varepsilon_s \cdot 10^3 + L},$$

$$\varepsilon_{sd} = B (\omega/\xi - 1) - \sigma_{6,8,9} / E_s,$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sd} + \varepsilon_{sp}.$$

Блок 16'. Если напряжение σ_s превышает σ_u , то следует переход к блоку 17'.

Блок 17'. Принято $\sigma_s = \sigma_u$, переход к блоку 18'.

Блок 18'. Определение ξ и σ_{sd} из систем уравнений

$$K_{Rb} R_b \left[(b'_f - b) h'_f + \xi b h_0 \right] + A'_s R_{sc} + A'_{sp} (R_{sc} - \sigma'_{sp_s}) =$$

$$= \sigma_{sd} A_s + \sigma_s A_{sp},$$

$$\sigma_{sd} = S - K \frac{[\ln 10 (\varepsilon_{sd} \cdot 10^3 + L)]}{\varepsilon_{sd} \cdot 10^3 + L},$$

$$\varepsilon_{sd} = B (\omega/\xi - 1) - \sigma_{6,8,9} / E_s.$$

Блок 19'. Найденное из системы уравнений (4.31) напряжение σ_{sd} должно быть не более σ_u . Если это условие удовлетворено, переход к блоку 22', в противном случае — к блоку 20'.

Блок 20'. Принято $\sigma_{sd} = \sigma_u$, переход к блоку 21'.

Блок 21'. Определение из уравнения равновесия ξ при $\sigma_s = \sigma_{sd} = \sigma_u$ по уравнению

$$K_{Rb} R_b (b'_f - b) h'_f + \xi b h_0 + A'_s R_{sc} + A_{sp} (R_{sc} - \sigma'_{sp_s}) =$$

$$= \sigma_{sd} A_s + \sigma_s A_{sp}. \quad (4.32)$$

Далее переход к блоку 22, т. е. к блокам основной блок-схемы.

4.3. РАСЧЕТЫ ОБРАЗОВАНИЯ, РАСКРЫТИЯ И ЗАКРЫТИЯ ТРЕЩИН С УЧЕТОМ НЕУПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ АРМАТУРЫ

4.3.1. Расчеты образования трещин и сравнение с данными эксперимента

Теоретические моменты образования трещин для исследуемых балок определялись по формуле

$$M_{crc} = K_{bt, ser} R_{bt, ser} W_{pl} (e_{op} + r), \quad (4.33)$$

в которой с помощью коэффициентов K_{Rbt} учитывалось влияние предварительного обжатия на снижение прочности бетона на растяжение. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется, определялось с учетом перераспределения напряжений по формуле

$$r = \varphi \cdot W_{red} / A_{red}, \quad (4.34)$$

где

$$\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b, ser} \quad (4.35)$$

Сравнение теоретических моментов образования трещин, вычисленных по нормам, т. е. по формуле (4.33), с полученными в опытах, показало, что превышение теоретических моментов над опытными достигало 7,6% (табл. 19). Это превышение могло возрасти с увеличением коэффициента частичного преднапряжения K_p и достигать наибольшего уровня при $K_p = 1,0$, т. е. при наибольшем предварительном обжатии бетона.

Введение в формулу (4.33) коэффициента K_{Rbt} , значения которого определяются [10] в зависимости от уровня обжатия, длительности его действия, относительной переломочной прочности R_{bp}/R_b и вида бетона, позволяет улучшить сходимость теоретических и опытных значений моментов трещинообразования. Максимальное отклонение при учете коэффициента K_{Rbt} не превышало 4,2%, сумма квадратов отклонений в 2,8 раза меньше, чем при расчете без учета этого коэффициента.

4.3.2. Расчет раскрытия и закрытия трещин с учетом неупругих деформаций арматуры

В железобетонных элементах со смешанным армированием к моменту погашения обжатия на уровне растянутой арматуры напряжения в ненапрягаемой арматуре S становятся сжимающими и численно равными потерям от быстросотекающей ползучести, усадки и длительной ползучести $\sigma_{b,s,g}$, а в преднапряженной арматуре S_p они равны σ_{sp} , т. е. преднапряжению с вычетом потерь. При дальнейшем увеличении нагрузки до величины M , при которой раскрываются трещины приращения, деформации в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре будут одинаковыми: $\varepsilon_{sp}^M = \varepsilon_s^M$ (рис. 35), а приращения напряжений σ_{sp}^M и σ_{sd}^M могут быть различными. В связи с этим в формулу СНиП 2.03.01—84 для определения ширины раскрытия трещин

$$a_{cre} = \delta \cdot \varphi_e \cdot \sigma_s \cdot E_s \cdot 20 (3,5 - 100\rho)^3 \bar{d} \quad (4.36)$$

следует подставлять значения приращения деформаций арматуры σ_s/E_s . Если оба вида арматуры работают в упругой стадии, то формула (4.36) не требует каких-либо корректив, так как приращения напряжений в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре будут одинаковыми, т. е. $\sigma_s^M = \sigma_{st}^M$. Если суммарное напряжение в преднапряженной арматуре превысит новое значение напряжений в преднапряженной арматуре условного предела упругости σ_{et} , а в ненапрягаемой будет меньше σ_{et} , то приращения напряжений в них σ_s^M и σ_{sd}^M окажутся разными. Вследствие развития неупругих деформаций в преднапряженной арматуре прира-

шение напряжений будет ниже, кроме того, уменьшится величина преднапряжения за счет дополнительных пластических деформаций ε_{pl}^M от внешней нагрузки. Эти явления предлагается учитывать введением в формулу (4.36) значений приращения деформаций и усилий обжатия.

Из уравнения равновесия изгибаемого элемента находим

$$(\sigma_s^M \cdot A_{sp} + \sigma_{sd} A_s) z = M - P(z - e_{sp}), \quad (4.37)$$

где σ_s^M и σ_{sd}^M — приращения напряжений в преднапряженной и ненапрягаемой арматуре; A_{sp} и A_s — площади сечения тех же видов арматуры.

Условия совместности деформирования преднапряженной и ненапрягаемой арматуры $\varepsilon_{sp}^M = \varepsilon_s^M$ можно представить в виде

$$\sigma_{sd}^M / \nu_s E_s = \sigma_s / \nu_{sp} E_s, \quad (4.38)$$

где ν_s и ν_{sp} — коэффициенты упругости ненапрягаемой и преднапряженной арматуры.

Для преднапряженной арматуры ν_{sp} представляет собой отношение упругих деформаций арматуры σ_s^M / E_s к полным $(\sigma_s^M E_s + \varepsilon_{pl}^M)$.

Подставляя (4.38) и (4.37), получаем

$$\sigma_s^M = M - P(z - e_{sp}) / (A_{sp} + A_s \cdot \nu_s / \nu_{sp}) z. \quad (4.39)$$

При эксплуатационных уровнях нагрузки, при которых определяется, как правило, ширина раскрытия трещин, ненапрягаемая арматура работает упруго, поэтому $\nu_s = 1,0$.

Приращение напряжения σ_s^M по формуле (4.39) определяется методом последовательных приближений. Сначала принимают $\nu_{sp} = 1,0$ и определяют σ_{s1}^M по формуле (4.39), затем проверяют условие

$$\sigma_{sp_2} + \sigma_s \leq \sigma'_{el}. \quad (4.40)$$

Если это условие удовлетворяется, то ширина раскрытия трещин определяется по формуле (4.36) при $\sigma_s = \sigma_s^M$. В противном случае следует вычислить ν_{sp} и пластическую деформацию арматуры ε_{pl}^M при напряжении, равном $\sigma_{sp_2} + \sigma_s^M$.

Для таких расчетов воспользуемся следующей методикой. По формуле (4.7) или (4.11) определяем полную деформацию ε_s по сравнению с $\sigma_s = \sigma_{sp_2} + \sigma_s^M$, где $\sigma_{s_2}^M$ — приращение напряжений от внешней нагрузки, суммирующееся с преднапряжением σ_{sp_2} . По этой же формуле при напряжении σ_{sp} определяется деформация ε_{sp} и ее пластическая часть $\varepsilon_{sp, pl} = \varepsilon_{sp} - \sigma_{sp} / E_s$. Далее вычисляется

пластическая деформация в арматуре от внешней нагрузки (см. рис. 35)

$$\varepsilon_{pl}^M = \varepsilon_s - \frac{\sigma_s}{E_s} - \varepsilon_{sp, pl} - \frac{\sigma_1}{E_s}. \quad (4.41)$$

Коэффициент упругости преднапряженной арматуры определяется по формуле

$$\nu_{sp} = \sigma_s^M / E_s \left(\sigma_s^M / E_s + \varepsilon_{pl} \right) = \sigma_s^M / \left[\sigma_s^M + \varepsilon_{pl}^M \cdot E_s \right]. \quad (4.42)$$

Вследствие развития дополнительных пластических деформаций ε_{pl}^M от внешней нагрузки предварительные напряжения снижаются на величину, равную $\sigma_{pl}^M = \varepsilon_{pl}^M \cdot E_s$. Остаточное преднапряжение составит $\sigma_{spz} = \sigma_{spz} - \sigma_{pl}^M$. Приращения напряжений от внешней нагрузки σ_{sp}^M , суммирующиеся с этим остаточным преднапряжением, также определяются по формуле (4.39) при полученном и новом значениях усилия обжатия P , определяемого с учетом указанных дополнительных потерь преднапряжения.

Расчет повторяется до получения достаточно близких значений ν_{sp} при двух соседних итерациях. Напряжение σ_s^M используется в формуле (4.36) для определения ширины раскрытия трещин.

Анализ расчетов элементов со смешанным армированием по ширине раскрытия трещин, выполненных по новым нормам, а также по предлагаемой методике, показал, что в случаях неупругой работы арматуры предложенные уточнения улучшают сходимость с данными, полученными в эксперименте (табл. 21).

В СНиП 2.03.01—84 сформулированы следующие условия, обеспечивающие надежное закрытие трещин в элементах второй категории трещиностойкости. Во-первых, суммарные напряжения в арматуре не должны превышать условного предела текучести; во-вторых, напряжения обжатия растянутой грани должны быть не менее 0,5 МПа. Соблюдение этих условий, как показали проведенные нами эксперименты, действительно обеспечивает закрытие трещин, под которым понимается уменьшение их до величины, не превышающей 0,03 мм.

Вместе с тем анализ данных опыта показывает, что закрытие трещин наблюдалось и при развитии в арматуре неупругих деформаций, но при достаточно большом остаточном усилии обжатия. С другой стороны, поскольку трещины считаются закрытыми лишь условно, так как их ширина при этом составляет 0,03 мм, в таком состоянии бетон в зоне трещин может оставаться и растянутым. Результаты опытов с балками со смешанным армированием и полностью преднапряженной арматурой подтверждают сказанное. Напряжения в бетоне на нижней грани балки при внешнем моменте M_3 , соответствующем закрытию трещин, определялись по формуле

$$\sigma_{bp} = [P(e_{op} + r) - M_3] W_{red}, \quad (4.43)$$

где P — в одном случае рассчитывалось по напряжениям в арматуре растянутой зоны, равном σ_{sp} , в другом — при напряжении $\sigma_{sp_2} = \sigma_{pl}^M$.

Дополнительные потери преднапряжения σ_{pl}^M определялись по деформациям ε_{pl}^M , вычисляемым по формуле (4.41).

4.4. УЧЕТ ПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ВЫГИБОВ И ПРОГИБОВ БАЛОК С УЧЕТОМ ОСОБЕННОСТЕЙ СВОЙСТВ БЕТОНОВ И ДЕЙСТВИТЕЛЬНЫХ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРЫ

По методике расчета выгибов и прогибов железобетонных балок, принятой в СНиП 2.03.01—84, в элементе учитывается наличие как преднапряженной, так и ненапрягаемой арматуры. Однако остаются недостаточно полно учтенными неупругие деформации в арматуре и их изменения, вызванные предварительным напряжением. В формуле норм коэффициент упругости E_s принят постоянным независимо от уровня нагружения. Это допустимо лишь при определении прогибов при нагрузках, не превышающих 0,6 от разрушающей. При росте уровней нагружения необходимо учитывать снижение коэффициента v_b , что зависит от вида бетона.

В составленный нами алгоритм и предлагаемую программу расчета на ЭВМ выгибов и прогибов балок включены способы учета неупругой работы арматуры, влияния преднапряжения на ее физико-механические свойства и изменения коэффициента упругости тяжелого и кампоритобетона с повышением нагрузки, вплоть до разрушающей.

Учет неупругих деформаций в преднапряженной арматуре велся при $\sigma_{sp} > \sigma'_{el}$, где новое значение предела упругости σ'_{el} определялось по формуле (4.1) при деформациях, вычисленных по формуле (4.12). В арматуре без преднапряжения такой учет велся при $\sigma_s > \sigma_{el}$, где σ_{el} — предел упругости арматуры в состоянии поставки. Неупругие деформации арматуры уточняются введением в формулу кривизны вместо модуля упругости арматуры E_s модулей деформаций преднапряженной (v_s, E_s) и ненапрягаемой ($v_{sd}E_s$) арматуры, где v_s и v_{sd} — коэффициенты упругости арматуры, выраженные в отношении упругих деформаций к полным. Последнее определялось с учетом пластических деформаций в арматуре, вызванных предварительным напряжением $\varepsilon_{sp, pl} + \sigma_1/E_s$ и внешней нагрузкой.

Для учета изменения коэффициента упругости тяжелого бето-

на и кампоритобетона с ростом нагрузки использованы билинейные зависимости, полученные после обработки результатов экспериментов.

Ниже приводится алгоритм расчета деформации железобетонных балок со смешанным армированием с учетом неупругих деформаций высокопрочной арматурной стали и бетона по предложенной методике.

Блок-схема расчета дана на рис. 36. Для расчета используются следующие исходные данные: геометрические характеристики $b, b_f, h_o, h_f, d', A_s, A'_s, A_{sp}, A'_{sp}, l, \mu, I_{red}, W_{pl}, r, e_{op}, e_{op1}, e_o, t_{oi}, e_{sp}$; характеристики материалов $E_b, E_{bo}, E_s, \gamma_b, R_{bt, sez}, R_{bt, ser}, d$; напряжения и усилия $\sigma_{ei}, \sigma_{sp}, \sigma_{spz}, \sigma_{o2}, \sigma_1, \sigma_{6,8,9}, \sigma_{8,9}, \sigma_u, P_1, P_2, M, M_{erc}, M_u$; параметры и коэффициенты $A, K_0, D, S', K, L, \Psi_b, S, \Psi_{b1}$.

Блок 1. Определение значения заменяющего момента M_3 .

Блок 2. Проверка условия, при удовлетворении которого элемент не содержит преднапряженной арматуры; при его удовлетворении переход к блоку 6, а при неудовлетворении — к блоку 3.

Блок 3. Вычисление значения $e_{s, tot}$; переход к блоку 4.

Блок 4. Проверка условия $e_{s, tot} > 1,2h_o/1,1$; если оно удовлетворяется, переход к блоку 6, в противном случае — к блоку 5.

Блок 5. Принятие $e_{s, tot} = 1,1$ и переход к блоку 6.

Блок 6. Проверка условия, при удовлетворении которого элемент имеет прямоугольное сечение, в противном случае принимается тавровое сечение.

Блоки 7—11. Вычисление значений $\varphi_t, \lambda, \delta$ для элементов таврового или прямоугольного сечения.

Блок 12. Проверка наличия преднапряженной арматуры; при ее отсутствии переход к блоку 13, в противном случае — к блоку 14.

Блоки 13 и 14. Вычисление значений относительной высоты сжатой зоны ξ для элементов при отсутствии или наличии преднапряженной арматуры.

Блок 15. Проверка условия, при удовлетворении которого элемент имеет прямоугольное сечение, в противном случае принимается тавровое.

Блоки 16 и 17. Вычисление значений плеча внутренней пары для элементов таврового или прямоугольного сечения.

Блок 18. Вычисление значения φ_m для заданного момента от внешней нагрузки.

Блок 19. Определение приращения в арматуре растянутой зоны от внешней нагрузки.

Блок 20. Проверка наличия преднапряженной арматуры; при ее отсутствии переход к блоку 21, а при наличии — к блоку 22.

Блоки 21 и 22. Вычисление значения Ψ_s при отсутствии или наличии в сечении преднапряженной арматуры.

Блок 23. Определение суммарного напряжения в напрягаемой арматуре, т. е. суммы остаточного напряжения σ_{sp_2} и приращения напряжений от внешней нагрузки.

Блок 24. Определение алгебраической суммы сжимающих напряжений от усадки бетона и растягивающих напряжений от внешней нагрузки.

Блок 25. Проверка условия упругой работы ненапрягаемой арматуры; при удовлетворении этого условия переход к блоку 26, в противном случае — к блоку 27.

Блок 26. Принятие $\nu_{sd} = 1,0$, переход к блоку 39.

Блок 27. Определение полных деформаций ненапрягаемой арматуры.

Блок 28. Вычисление упругих деформаций арматуры.

Блок 29. Вычисление значения коэффициента упругости ν_{sd} ненапрягаемой арматуры, переход к блоку 39.

Блок 30. Проверка условия упругой работы преднапряженной арматуры; при его удовлетворении переход к блоку 31, в противном случае — к блоку 32.

Блок 31. Принятие коэффициента $\nu_s = 1,0$.

Блок 32. Вычисление полных деформаций напрягаемой арматуры.

Блок 33. Определение деформаций напрягаемой арматуры в момент натяжения до контрольного уровня.

Блок 34. Вычисление пластических деформаций в напрягаемой арматуре, вызванных внешней нагрузкой.

Блок 35. Определение полного напряжения в напрягаемой арматуре.

Блок 36. Определение коэффициента упругости напрягаемой арматуры.

Блок 37. Проверка наличия в сечении ненапрягаемой арматуры; если она отсутствует, то элемент содержит только преднапряженную арматуру, в этом случае переход к блоку 39; в противном — элемент имеет смешанное армирование, тогда переход к блоку 38.

Блок 38. Определение алгебраической суммы напряжений в ненапрягаемой арматуре элемента со смешанным армированием, сжимающих напряжений от внешней нагрузки, переход к блоку 39.

Блок 39. Проверка условия, устанавливающего вид бетона; если бетон легкий, переход к блоку 40, в противном случае — переход к блоку 41.

Блоки 40 и 41. Проверка условия, устанавливающего уровень нагрузки, выше которого следует учитывать снижение коэффициента упругости бетона; при удовлетворении этих условий переход к блокам 44 и 42, в противном случае — к блокам 43 и 45.

Блок 42. Принятие коэффициента упругости для тяжелого бетона $\nu_b = 0,45$.

Блоки 43 и 45. Вычисление значений коэффициентов упругости

для тяжелого или легкого бетона в зависимости от уровня внешней нагрузки.

Блок 44. Принятие коэффициента упругости для кампоритобетона $\nu_b = 0,48$.

Блок 46. Вычисление полной кривизны балки с учетом выгиба.

Блок 47. Проверка наличия в сечении усилия обжатия; при отсутствии его переход к блоку 48, при наличии — к блоку 49.

Блок 48. Принятие $1/r_{po} = 1/r_{pt} = 0$ и переход к блоку 55.

Блоки 49 и 50. Вычисление деформаций бетона на уровнях растянутой арматуры и крайнего сжатого волокна.

Блок 51. Определение обратной кривизны в момент преднапряжения.

Блок 52. Определение приращения обратной кривизны во времени от усадки и ползучести.

Блок 53. Определение выгиба в момент отпуска натяжения.

Блок 54. Определение приращения выгиба во времени от усадки и ползучести.

Блок 55. Вычисление значения суммарного прогиба с учетом выгиба, приращения выгиба к кривизне обратного знака на опорных участках.

Согласно составленному алгоритму предложена программа расчета для ПЭВМ и IBM PC/AT-286, по которой выполнен расчет всех опытных балок при изменении внешнего момента до разрушающего. Анализ результатов показал, что на всех этапах нагружения балок из тяжелого бетона и кампоритобетона с различными значениями коэффициента частичного преднапряжения ($K_p = 0,33; 0,67$ и $1,0$) обеспечивается достаточно хорошая сходимость теоретических и опытных данных.

Выводы

1. Разработана методика расчета прочности железобетонных балок со смешанным армированием без использования параметров γ_{sb} и ξ_b , в основу которой положены действительные диаграммы деформирования высокопрочной стали, учет в явном виде физико-механических характеристик арматуры и бетона, изменяющихся под влиянием предварительного напряжения.

Расчет балок из тяжелого и легкого бетона с преднапряженной арматурой по предложенной методике обеспечивает наилучшую (в сравнении с другими методами) сходимость с опытными данными (отклонение не превышало 6,5% в запас прочности).

2. Составлен алгоритм и предложена программа расчета на ЭВМ железобетонных балок со смешанным армированием по несущей способности.

3. При определении ширины раскрытия трещин в элементах со смешанным армированием и полностью преднапряженных в случаях, когда суммарное напряжение в арматуре превышает предел

упругости, следует учитывать пластические деформации в растянутой арматуре по предложенной методике, что улучшает сходимость с опытными данными.

4. Составлены блок-схема и программа расчета на ЭВМ выгибов и прогибов железобетонных балок из кампоритобетона и тяжелого бетона со смешанным армированием, в которых реализованы предложения по учету неупругих деформаций высокопрочной арматуры, влияния предварительного напряжения на его механические характеристики и уменьшение коэффициента упругости бетона с ростом нагрузки вплоть до разрушающей. Расчет по составленной программе обеспечивает хорошую сходимость с опытными данными при любом уровне нагружения.

Глава 5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПО СОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПОРИСТЫМИ ЗАПОЛНИТЕЛЯМИ ИЗ МЕСТНОГО СЫРЬЯ

5.1. АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПОРИСТЫМИ ЗАПОЛНИТЕЛЯМИ ИЗ ЛЕССОВИДНЫХ СУГЛИНКОВ

Для получения экспериментальных данных о несущей способности, деформированности и трещиностойкости сжатых железобетонных элементов из легкого бетона с искусственным пористым заполнителем из лессовидных суглинков проведены специальные исследования. В качестве объекта взяты железобетонные корогатные колонны, армированные высокопрочной сталью (размеры сечения $h=20$ см, $b=12$ см и высота $l=80$ см). В испытаниях использованы 46 опытных образцов, разделенных на три серии (рис. 37). Первая серия включала 30 образцов из легкого бетона, в которых варьировались три фактора: прочность $\bar{R}=15; 25; 35$ МПа; процент армирования $\mu=0,65; 1, 31; 1,69\%$; относительный эксцентриситет приложения внешней силы $e_0/h=0,15; 0,7; 1,25$.

Помимо указанных образцов, в первую серию опытов были включены девять колонн для испытания на центральное сжатие ($e_0/h=0$), три образца для испытания на изгиб ($e_0/h=\infty$), а также группа из трех неармированных бетонных образцов трех уровней прочностей $\bar{R}=15; 25; 35$ МПа. Последние были предназначены для испытания на центральное сжатие в специальных установках, позволяющих получить полную диаграмму $\sigma_b - \epsilon_b$.

Вторая серия образцов включала 7 железобетонных колонн из тяжелого бетона, идентичных по размерам и конструкции элементам первой серии.

В третью серию вошли 9 образцов из легкого и тяжелого бетона с предварительным напряжением арматуры с теми же размерами, что и в первых двух сериях. Прочность бетона этих элементов и процент армирования одинаковы $\bar{R}=35$ МПа, $\mu=1,31\%$. Значения эксцентриситетов приложения внешней силы e_0/h выбраны следующими: 0,7; 1,25; ∞ . Использование преднапряженных элементов при сжатии с малыми эксцентриситетами оказалось неэффективным, поэтому уровни преднапряжения арматуры приняты: для арматуры $S - \sigma_{sp}=900$ МПа, для арматуры $S' - \sigma_{sp}'=400$ МПа, т. е. предварительное напряжение неравномерно по сечению.

Все армированные образцы подвергались испытанию на центральное и внецентренное сжатие, а также на изгиб по стандартной методике кратковременной нагрузкой. Образцы испытывались в возрасте 40—60 сут.

Для обеспечения возможности приложения сжимающей нагрузки с большими эксцентриситетами, разработаны и использованы стальные, съемные оголовники с жесткими консолями.

Все элементы испытывались на прессе ИПС-500, но нагрузка подавалась при помощи гидравлического домкрата мощностью 1000 кН, сам же пресс играл роль жесткой рамы (рис. 38).

Все образцы при испытании кратковременной нагрузкой доведены до разрушения. Образцы из легкого бетона прочностью $\bar{R}=25$ МПа разрушались по прослойкам из раствора, прочностью 25 и 35 МПа — по заполнителю и растворной части. Степень реализации нисходящей диаграммы $N=\epsilon_b$ при разрушении образцов возрастала с увеличением e_0/h , μ и слабо связана с прочностью. Падение внешнего усилия по сравнению с максимальным значением достигало 20—25%, при этом прирост деформаций по сравнению с предельными (при $N=N_u$) достигал 20—30%.

Большинство образцов (38) разрушилось во втором случае ($\xi > \xi_R$), когда первопричиной явилось исчерпание прочности бетона в сжатой зоне. В ряде случаев (8 образцов) в изгибаемых элементах напряжения в растянутой арматуре при разрушении превышали значения предела текучести, как и в первой серии.

Анализ полученных данных (табл. 23) позволил оценить влияние основных факторов на несущую способность колонн из легкого бетона. Как и следовало ожидать, с увеличением относительного эксцентриситета внешней силы, несущая способность всех опытных элементов снижалась (рис. 39). Вместе с тем степень снижения несущей способности существенно зависела от прочности бетона и процента армирования. С увеличением прочности бетона наблюдалось более резкое снижение несущей способности с ростом относительного эксцентриситета. Так, при $\mu=1,96\%$ увеличение e_0/h с 0 до 0,15 снизило несущую способность стоек с $\bar{R}=15$ МПа на 25%, с $R=35$ МПа — на 37% (табл. 23). Следовательно, прочность бетона наиболее существенно влияет на несущую способность стоек при небольших относительных эксцентриситетах внешней силы, т. е. при сжатии всего сечения.

С увеличением процента армирования несущая способность стоек повышалась при любом уровне относительного эксцентриситета. С его ростом влияние процента армирования на несущую способность повышалось. Так при $\bar{R}=35$ МПа увеличение процента армирования с 0,65 до 1,96% привело к росту несущей способности стоек при $e_0/h=0$ в 1,5 раза при $e_0/h=1,25$ — в 2 раза, аналогичная картина наблюдалась для других случаев.

Неравномерное предварительное обжатие сечений несколько повысило несущую способность стоек из легкого бетона. Так, при $\bar{R}=35$ МПа, $\mu=1,31\%$ и $e_0/h=0$, она возросла на 5%, при тех же параметрах, но при $e_0/h=\infty$ — на 8%. В то же время влияние предварительного обжатия на несущую способность стоек из тяжелого бетона оказалось нейтральным.

Значения несущей способности и трещиностойкости стоек из легкого и тяжелого бетона, полученные в эксперименте

1	2	3	4	5	6	7	8
Шифр образцов	Прочность бетона R_c , МПа	Процент армирования, %	Относительный эксцентриситет e_0 , h	Несущая способность образцов $N_{\text{эспр}}$, кН	Усиление трещинообразования $N_{\text{эспр}} / N_{\text{теор}}$, кН, кНм	Относительный уровень трещинообразования $N_{\text{эспр}} / N_{\text{теор}}$	Ширина раскрытия трещины при $N (M) = 0,9 N (M) a_{\text{трещ}}$, мм
Л-15-0-0	16,0	0	0	306	—	—	—
Л-15-1-0	13,5	0,65	0	400	—	—	—
Л-15-1-1	13,5	0,65	0,15	310	—	—	—
Л-15-1-3	13,5	0,65	1,25	63,5	7,2	0,113	0,45
Л-15-11-0	14,4	1,31	0	540	—	—	—
Л-15-11-2	14,4	1,31	0,7	146	16,61	0,114	0,21
Л-15-11-4	16,4	1,31	0	M=22,7	1,893	0,083	0,43
Л-15-111-0	16,4	1,96	0	650	—	—	—
Л-15-111-1	16,4	1,96	0,15	48,5	—	—	—
Л-15-111-3	16,4	1,96	1,25	119	9,1	0,076	0,26
Л-25-0-0	26,6	0	0	583,5	—	—	—
Л-25-1-0	26,6	0,65	0	690	—	—	—
Л-25-1-2	26,6	0,65	0,7	134	27,5	0,205	0,23
Л-25-11-0	27,1	1,31	0	810	—	—	—
Л-25-11-1	27,1	1,31	0,15	550	—	—	—
Л-25-11-2	27,1	1,31	0,7	188	—	—	—
Л-25-11-3	27,1	1,31	1,25	116	28,6	0,152	0,19
Л-25-11-4	26,5	1,31	0	M=25,2	2,52	0,1	0,28
Л-25-111-0	26,5	1,96	0	915	—	—	—
Л-25-111-2	26,5	1,96	0,7	213	29,62	0,138	0,12
Л-35-0-0	34,8	0	0	727,6	—	—	—
Л-35-1-0	34,8	0,65	0	840	—	—	—
Л-35-1-1	34,8	0,65	0,15	625	—	—	—
Л-35-1-3	34,8	0,65	1,25	75	—	—	—
Л-35-11-0	33,6	1,31	0	1045	15,3	0,157	0,42

Продолжение табл. 23

1	2	3	4	5	6	7	8
Л-35-И-2	33,6	1,31	0,7	219	37	0,169	0,23
Л-35-И-4	33,6	1,31		M=27,9	3,108	0,111	0,4
Л-35-ИИ-0	34,2	1,96	1	1260			
Л-25-ИИ-1	34,2	1,96	0,15	780			
Л-35-ИИ-3	34,2	1,96	1,25	172	16,1	0,094	0,24
Т-15-0-0	17,3	0	0	351,2			
Т-25-0-0	27,4	0	0	584,7			
Т-35-0-0	35,8	0	0	702,5			
Т-35-И-0	35,8	1,31	0	1040			
Т-35-И-2	35,8	1,31	0,7	238	31,7	0,133	0,17
Т-35-И-3	35,8	1,31	1,25	125	14,5	0,116	0,32
Т-35-И-4	35,8	1,31	28,5	M=28,5	2,881	0,104	0,39
ЛИ-35-И-2	33,2	1,31	0,7	227	152	0,65	0,06
ЛИ-35-И-3	33,2	1,31	1,25	133	67,5	0,51	0,07
ЛИ-35-И-4	33,2	1,31		M=29,4	14,9	0,5	0,08
ЛП-35-И-2	33,8	1,31	0,7	215	149,5	0,695	0,05
ЛП-35-И-3	33,8	1,31	1,25	126	68,9	0,547	0,08
ЛП-35-И-4	33,8	1,31		M=28,35	13,602	0,48	0,08

В элементах при относительных эксцентриситетах внешней силы $e_0/h \leq 0,15$, т. е. при приложении усилия в пределах ядра сечения, растянутая зона отсутствовала вплоть до разрушения элемента, трещин не образовалось. В других случаях при $e_0/h \geq 0,7$ наблюдалось образование и развитие нормальных трещин, относительные уровни трещинообразования составили 0,076—07.

Ощутимое влияние на усилия трещинообразования оказали относительный эксцентриситет приложения внешней силы, процент армирования и прочность бетона. Так, с увеличением относительного эксцентриситета внешней силы с 0,7 до ∞ усилие трещинообразования снижалось. Увеличение процента армирования и прочности бетона привело к повышению относительного уровня трещинообразования (рис. 40). В элементах из легкого бетона с пористыми заполнителями из лессовидных суглинков как обычных, так и преднапряженных, относительный уровень трещинообразования оказался несколько (на 4—9%) ниже, чем в аналогичных конструкциях из равнопрочного тяжелого бетона.

Ширина раскрытия трещин в элементах при $N/N_u = 0,9$ составила 0,05—0,45 мм. Как показали эксперименты, существенное влияние на величину a_{cr} оказали величины преднапряжения, относительный эксцентриситет внешней силы и процент армирования. Наиболее ощутимо повлияло на ширину раскрытия трещин преднапряжения образца. Так, при прочих равных условиях у элементов без предварительного напряжения при $N/N_u = 0,9$ раскрывалось в 3—5 раз больше трещин, чем у преднапряженных. Другие факторы менее существенно влияли на ширину раскрытия трещин. Повышение относительного эксцентриситета с $e_0/h = 0,7$ до $e_0/h = \infty$ привело к увеличению ширины раскрытия трещин в 1,5—2 раза, повышение процента армирования — к снижению ее в 1,5—2 раза.

Виды бетонов оказали слабое влияние на ширину раскрытия трещин. В элементах из легкого и тяжелого бетона значения ширины раскрытия трещин при прочих равных условиях оказались близкими.

С целью получения полных диаграмм деформирования бетона с пористыми заполнителями из лессовидных суглинков проведены специальные испытания бетонных стоек с демпфирующими устройствами по методике НИИЖБ [75]. Для сравнения испытывались стойки из легкого и тяжелого бетона [75]. По результатам испытаний построены диаграммы $\sigma_b - \epsilon_b$ для бетона с прочностью $\bar{R} = 15,25$ и 35 МПа (рис. 41, 42).

Для описания диаграммы $\sigma_0 - \epsilon_b$ используют различные зависимости, обеспечивающие достаточно хорошую сходимость опытных и теоретических данных. Наиболее простой и вместе с тем полно отражающей свойства бетона считается зависимость, принятая нормами ЕКБ—ФИП:

$$\sigma/R = [K_b (\epsilon/\epsilon_R) - (\epsilon/\epsilon_R)^2] / [1 + (K_b - 2) (\epsilon/\epsilon_R)], \quad (5.1)$$

где $\epsilon_R = K_b R / E_b$, R — максимальное сопротивление бетона; ϵ_R — соответствующая ему деформация при сжатии или растяжении; K_b — коэффициент, характеризующий упруго-пластическое состояние бетона.

Значения коэффициента K_b вычислены для каждого нового вида бетона, использованного для образцов (табл. 24).

Таблица 24

Рекомендуемые значения коэффициента K_b для легкого
на пористых заполнителях и тяжелого бетонов

Показатель	Легкий бетон			Тяжелый бетон		
	15	25	35	15	25	35
Коэффициент K_b	1,92	1,79	1,72	2,6	2,45	2,35
Пределы отклонений теоретических и экспериментальных диаграмм (по оси напряжений), %	+9,1— —3,5	+10,2— —3	+7— —5	+4,5— —2,2	+4,1— —2,1	+3,4— —2,1
Среднее значение отклонений теоретических и экспериментальных диаграмм, %	5,2	8,3	6,3	2,9	2,7	2,7

5.2. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СЖИМАЕМОСТЬ И РАСТЯЖИМОСТЬ РАЗНЫХ ВИДОВ БЕТОНОВ

Исследования показали, что предельные деформации ϵ_{BR} , соответствующие максимальные напряжения, полученные при испытании неармированных бетонных призм на центральное сжатие, зависят от прочности и вида бетона. С увеличением прочности бетона с 15 до 35 МПа деформации ϵ_{BR} у легкого бетона возрастали на 15,4%, у тяжелого — на 16,8%, т. е. примерно в равной степени. Деформации ϵ_{BR} у легкого бетона на 7—10% превышали показатели тяжелого. Такая картина наблюдалась при всех уровнях прочностей бетона (15—35 МПа).

Максимальные реализованные деформации ϵ_{bu} у легкого бетона с пористыми заполнителями, как и у других видов бетона, существенно зависят от эксцентриситета приложения внешней силы e_0/h , режима нагружения, процента армирования, класса арматуры, прочности и других факторов.

Значения ϵ_b при прочих равных условиях с увеличением возрастали (рис. 43, 44, 45). Интенсивность ϵ_{bu} возрастала с уменьшением процента армирования. Так, для элементов прочностью $\bar{R}=15$ МПа с увеличением μ и ростом $e_0/h=0$ до 1,25 отмечен рост значений ϵ_b в 1,4 (при $\mu=1,96\%$) — 1,6 раз (при $\mu=0,65\%$).

При увеличении прочности бетона несколько снижался уровень предельной сжимаемости, причем в тем большей степени, чем ниже процент армирования. Так, для элементов с $e_0/h=1,25$ при $\mu=1,96\%$ увеличение прочности бетона с $\bar{R}=15$ до 35 МПа сни-

зило ε_{bu} на 9%, аналогичное снижение при $\mu=0,65\%$ составило уже 16% (рис. 46).

На основании обработки экспериментальных данных получена функциональная зависимость ε_{bu} легкого бетона от эксцентриситета приложения внешней силы e_0/h и процента армирования в виде

$$\varepsilon_{bu} \cdot 10^3 = \alpha_1 + \alpha_2 \sqrt{\mu} - \frac{\alpha_3 + \mu(\alpha_4\mu) + \alpha_5}{e_0/h + \alpha_6 + \mu(\alpha_7\mu + \alpha_8)} \quad (5.2)$$

Зависимость (5.2) получена для образцов с прочностью бетона $R=15; 25; 35$ МПа, т. е. параметры $\alpha_1, \alpha_2-\alpha_8$ вычислены для бетона определенной прочности (табл. 25).

Таблица 25

Установленные по формуле (5.2) значения параметров для различных видов легкого бетона

Прочность бетона \bar{R} , МПа	Параметры α_i							
	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8
15	3,824	0,798	0,256	0,923	1,109	0,192	1,227	3,968
25	3,375	0,564	0,069	1,758	7,945	0,092	0,178	1,679
35	3,069	0,760	0,0062	7,288	3,860	0,0282	9,123	3,475

Таблица 26

Установленные по формуле (5.3) значения коэффициентов в зависимости от γ_i

Коэффициент γ_i	Параметр α_i							
	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8
$\gamma_1 \cdot 10^3$	-73,5	2,15	0,63	23,48	-54,61	0,18	49,07	-130,7
$\gamma_2 \cdot 10^2$	0,07	-10,94	-4,41	-85,55	286,83	-1,72	-210,4	650,9
γ_3	4,77	1,95	0,78	8,47	-29,63	0,41	21,54	-64,27

По табл. 25 можно найти значения коэффициентов α_i для дальнейшего определения ε_{bu} в зависимости от прочности бетона, изменяющейся от 15 до 35 МПа, если интерполировать параметры α_i при промежуточных значениях \bar{R} .

Предлагаем функциональную зависимость параметров $\alpha_1, \alpha_2-\alpha_8$, от прочности бетона \bar{R} в виде

$$\alpha_i = \gamma_1 \bar{R}^3 = \gamma_2 \bar{R} + \gamma_3, \quad (6.3)$$

где $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ вычислены для каждого из $\alpha_1, \alpha_2-\alpha_8$ (табл. 26).

Таким образом, по предлагаемому способу можно после определения параметров γ_i и вычисления параметров α_i для любого уровня прочности легкого бетона получить значения предельной сжимаемости ε_{bu} с учетом относительного эксцентриситета приложения внешней силы e_0/h и процента армирования μ .

Отклонения полученных в опытах данных ε_{bu} от вычисленных по предлагаемым формулам (5.2) и (5.3) невелики, они не превышают 4,2% (табл. 27). Сопоставление значений ε_{bu} у легкого

Таблица 27

Установленные по формуле (5.4) значения параметров β_2 и β_1
в зависимости от \bar{R}

Прочность бетона \bar{R} , МПа	Параметр	
	β_2	β_1
15	31,18	5,209
25	26,274	4,39
35	21,369	3,57

и тяжелого видов бетона показали, что последние при всех изменениях факторов несколько (на 8—12%) ниже.

По результатам испытаний железобетонных стоек из легкого бетона на основе лессовидных суглинков определены максимальные деформации $\varepsilon_{bt,u}$, реализуемые к моменту образования тре-

Таблица 28

Сопоставление опытных и теоретических, определенных по предложенным формулам значений деформаций бетона ε_{bu} и ε_{btu}

Шифр образцов	\bar{R} , МПа	μ , %	$\varepsilon_{0/h}$	Опытные значения		Теоретические значения		Отклонения $\Delta = (\varepsilon_{bu}^{exp} - \varepsilon_{bu}) / \varepsilon_{bu}^{exp} \cdot 100\%$	
				$\varepsilon_{bu}^{exp} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{btu}^{exp} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bu} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{btu} \cdot 10^3$	Δ_{bu}	Δ_{btu}
Л-15-0-0	15	0	0	2,48	—	2,48	—	0	—
Л-15-II-2	15	1,31	0,7	3,88	30	4,01	29,9	3,3	0,3
Л-15-II-4	15	1,31	—	4,64	40	4,74	39,3	2,2	1,7
Л-15-III-3	15	1,96	1,25	4,34	39	4,41	37,5	1,6	3,8
Л-25-0-0	25	0	0	2,63	—	2,63	—	0	—
Л-25-II-2	25	1,31	0,7	3,68	25	3,74	26,2	3,0	4,8
Л-25-II-4	25	1,31	—	4,05	34	4,02	34,4	0,7	1,2
Л-25-III-2	25	1,96	0,7	4,07	30	3,90	29,2	4,2	2,7
Л-35-0-0	35	0	0	2,85	—	2,85	—	0	—
Л-35-I-3	35	0,65	1,25	3,66	21	3,62	22	1,1	4,7
Л-35-II-2	35	1,31	0,7	3,69	22	3,81	22,4	3,2	1,8
Л-35-III-3	35	1,96	1,25	4,02	30	4,05	29,0	0,7	3,3

щин. Зависимость ε_{btu} от основных факторов — относительно эксцентриситета приложения внешней силы, процента армирования и прочности бетона оказалась качественно такой же, как и ε_{bu} ; она возрастала с увеличением указанных параметров (табл. 28, рис. 47).

Зависимость предельной растяжимости ε_{btu} от $\varepsilon_{0/h}$ и μ можно выразить в виде

$$\varepsilon_{bt, \mu} = \beta_1 \mu + \beta_2 - (\beta_{3,3} + \beta_4) / (e_0 / h). \quad (5.4)$$

Переменными в данной формуле являются параметры β_2 и β_4 (табл. 27), зависящие от прочности R бетона. Параметры β_1 и β_3 имеют постоянное значение для всех прочностей ($\beta_1 = 6,189$; $\beta_3 = 1,031$).

Зависимость между значениями параметров β_2 и β_4 и прочностью бетона выражается функционально:

$$\beta_2 = 38,54 - 0,49\bar{R}; \quad \beta_4 = 6,438 - 0,082\bar{R}. \quad (5.5)$$

Функциональная зависимость предельной растяжимости от трех основных факторов e_0/h , μ и \bar{R} имеет вид:

$$\varepsilon_{bt, \mu} = 6,189\mu + 38,54 - 0,49\bar{R} - \frac{1,031\mu + 6,438 - 0,082\bar{R}}{e_0/h}. \quad (5.6)$$

Следует отметить, что, во-первых, эта зависимость справедлива только для армированных элементов, т. е. $\mu > 0$, во-вторых, в том случае если значение $\varepsilon_{bt, \mu}$, рассчитанное по формуле (5.6) приобретает отрицательное значение, это значит, что точка приложения сжимающего усилия находится в зоне ядра сечения, все сечение сжато и, следовательно, растянутая зона отсутствует.

5.3. СПОСОБЫ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

При разработке методов расчета прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов, вошедших в действующие нормы проектирования, принят ряд допущений и предпосылок, в том числе:

прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона;

неучет работы бетона в растянутой зоне (при расчете прочности) и в растянутой зоне над трещиной при расчете деформации);

постоянный, не зависящий от уровня нагружения и других факторов коэффициент, характеризующий упруго-пластическое состояние бетона в сжатой зоне;

неучет влияния продольной силы на упруго-пластический момент сопротивления и положение нейтральной линии при определении момента образования трещин;

отказ от гипотезы плоских сечений.

При расчете прочности железобетонных элементов по методике норм в сжатой зоне бетона принята прямоугольная эпюра напряжений, при этом не учитывается влияние предварительного напряжения на механические свойства бетона. При расчете элементов с высокопрочной арматурой при $\xi_{0,2} \neq \xi_R$ напряжения в арматуре неизвестны, они могут быть больше или меньше. $\sigma_{0,2}$.

Если $\xi_{0.2} < \xi_R$ величина напряжений, согласно предлагаемым нормам, принимается равной $\gamma_{s6} \cdot \sigma_{0.2}$, где коэффициент γ_{s6} назначается в зависимости от класса арматуры и отношения $\xi_{0.2}/\xi_R$. Если $\xi_{0.2} > \xi_R$, напряжения в арматуре определяются с использованием формулы

$$\sigma_s = [\sigma_{sc, u} (1 - \omega/1, 1)] \cdot (\omega/\xi_1 - 1) + \sigma_{sr}, \quad (5.7)$$

которая справедлива лишь при упругой работе арматуры.

При $\beta\sigma_{0.2} < \sigma_s < \sigma_{0.2}$ нормы рекомендуют определять напряжения по линейной интерполяции между $\beta \cdot \sigma_{0.2}$ и $\sigma_{0.2}$ по формуле

$$\sigma = [\beta + (1 - \beta) \cdot (\xi_{ei} - \xi) / (\xi_{ei} - \xi_R)] \sigma_{0.2}, \quad (5.8)$$

где β — коэффициент, определяющий уровень упругой работы арматуры.

Согласно указанной методике, для определения σ_s расчет приходится производить дважды, поскольку неизвестно, удовлетворяются ли условия применимости формул (5.7) и (5.8). Кроме того, σ_s необходимо рассчитать при условии ξ меньшем или большим ξ_R .

Известно, что предварительное напряжение арматуры изменяет характеристики стали и диаграммы напряжений, что оказывает влияние на несущую способность железобетонного элемента. Формулы (5.7) и (5.8) учитывают это недостаточно точно.

Напряжения в арматуре при исчерпании прочности железобетонного элемента зависят от максимальных реализованных деформаций крайнего сжатого волокна бетона ϵ_{bu} и относительного расстояния арматуры до сжатой грани $\xi_i = x/h_{0i}$, где x — высота сжатой зоны, h_{0i} — расстояние от сжатой границы до рассматриваемого стержня. Согласно методике [172], деформацию на уровне i -го арматурного стержня, вызванную внешней нагрузкой, можно определить по выражению

$$\epsilon_{si} = \epsilon_{bu} / x_{exp} \cdot (h_{0i} - x_{exp}). \quad (5.9)$$

Напряжения при упругой работе арматуры находятся из выражения

$$\sigma_{si} = E_s \cdot \epsilon_{bu} \left(\frac{h_{0i}}{x_{exp}} - 1 \right). \quad (5.10)$$

Поскольку в расчетах прочности железобетонных элементов, согласно нормам, эпюра напряжений принимается условной прямоугольной с высотой X , в выражение (5.10) включаем $x_{exp} = \frac{x}{\omega}$, где ω характеризует полноту эпюры напряжений бетона и может быть определено по рекомендациям.

Тогда, формулы для определения напряжений в арматуре (с учетом предварительного напряжения) и в арматуре сжатой зоны запишем в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{si} &\equiv E_s \cdot \varepsilon_{bu} \cdot (\omega/\xi_l - 1) + \sigma_{spi}, \\ \sigma_{sc, u} &= E_s \cdot \varepsilon_{bu} \cdot (\omega \cdot \alpha' / x - 1) - \sigma_{sp}. \end{aligned} \right\} \quad (5.11)$$

Они справедливы при упругой работе арматуры $\sigma_s \leq \beta \cdot \sigma_{0.2}$.

Если для арматуры сжатой зоны это условие прочности всегда выполняется, то для растянутой арматуры формула (5.11) имеет ограниченную область применения. При $\sigma_s > \beta \sigma_{0.2}$, т. е. при неупругой работе арматуры, предлагаем использовать достоверную аналитическую зависимость $\sigma_s - \varepsilon_s$, приняв методику Р. Л. Маиляна — Б. А. Мекерова, описанную в главе 4. Тогда σ_s можно найти по формулам (4.1) — (4.4), ε_s — по (4.5) — (4.10).

При расчете преднапряженных элементов деформация, соответствующая новому значению предела упругости ε'_{el} и новое значение условного предела текучести $\sigma'_{0.2}$ вычисляются также согласно данной методике по формулам (4.1) — (4.4) и (4.5) — (4.10).

Поскольку предварительное напряжение существенно влияет на свойства бетона, явление можно учесть путем умножения расчетных значений R_b на коэффициент γ_{Rb} , зависящий от уровня предварительного напряжения, прочности бетона и других факторов.

Предлагаемые методы расчета прочности железобетонных элементов позволяют учитывать действительное напряженно-деформированное состояние элементов при разрушении. В расчет введены откорректированные значения предельных напряжений в сжатой арматуре, учтено влияние преднапряжения на свойства материалов. При расчете не требуется определение ξ_R и γ_{s0} .

Использование предлагаемых методов позволит существенно сблизить опытные и теоретические значения несущей способности железобетонных элементов в сравнении с расчетом по СНиП. Так, по расчету, согласно методике СНиП, сумма квадратов отклонений составила 23072, по предлагаемому расчету с учетом фактических напряжений в арматуре — 8909,8, т. е. в 2,6 раза ниже.

5.3.1. Оценка влияния высокопрочной ненапрягаемой арматуры на диаграмму деформирования бетона

Показано [185, 198, 206], что высокопрочная ненапрягаемая арматура в сечении сжатого элемента повышает предельную сжимаемость бетона, если сравнивать его со стойками, армированными обычной сталью. Так, в опытах Б. Я. Рискинда [198] отмечено увеличение предельных деформаций бетона стоек с термически упрочненными арматурами (до 2,5—3%) при высоком проценте армирования (до 4,5—5%), при этом высокопрочная арматура воспринимала нагрузку на 20—25% больше, чем арматура класса А-III, а напряжения в ней достигали 500—650 МПа.

В опытах В. В. Сурнина [206] отмечено, что предельные деформации в железобетонных стойках с арматурой классов А_T-V — А_T-VII уменьшались с ростом прочности независимо от вида применяемой марки бетона и уменьшались с повышением процента продольного армирования. Высокие напряжения в высокопрочной арматуре явились причиной того, что несущая способность таких колонн оказалась на 10—50% выше, чем у колонн с арматурой класса А-III при том же количестве арматуры.

По мнению многих исследователей, увеличение предельных деформаций бетона в железобетонных стойках с высокопрочной арматурой обусловлено работой бетона на нисходящем участке диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$.

Правомерно предположить, что высокопрочная арматура изменяет характер зависимости между напряжениями и деформациями бетона, полученной по результатам испытания неармированных бетонных призм.

По результатам проведенных нами экспериментов с железобетонными стойками, имеющими высокопрочную арматуру, на центральное сжатие определены опытные диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$. Их анализ показал, что в отличие от диаграмм деформирования бетона неармированных призм координата вершины у стоек с высокопрочной арматурой смещена вправо и вверх, значит: такая арматура повысила прочность и увеличила деформацию, соответствующую предельным напряжениям.

Полученные диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ хорошо описываются зависимостью ЕКБ—ФИП, которая в данном случае приобретает следующую вид:

$$\sigma_b R_b^* = (K_b \gamma_b - \gamma_b^2) [1 + (K_b - 2) \gamma_b], \quad (5.12)$$

где $\gamma_b = \varepsilon_b / \varepsilon_{bR}^*$, $K_b = E \varepsilon^* R_b^*$.

Координаты вершины диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ предлагается определять по формулам

$$R_b^* = R_b \cdot (1 + 0,15 \cdot \mu), \quad (5.13)$$

$$\varepsilon_b^* = \varepsilon_{bR} (1 + 0,075 \cdot \mu). \quad (5.14)$$

Следует отметить, что формулы (5.13) и (5.14) справедливы при прочности легкого бетона $R = 15 - 35$ МПа и армировании сталью класса А_T-IV. При других классах стали эти формулы могут несколько видоизменяться, так как с ростом класса арматуры μ уменьшается, что приводит к уменьшению R_b^* , хотя воспринимаемое арматурой σ_s сохраняется без изменений.

Формулы (5.13) и (5.14) хорошо описывают данные, полученные нами в эксперименте. Отклонения опытных и теоретических диаграмм (по оси напряжений) оказались в интервале —6 — +7%. Установлено, что прочность бетона 15—35 МПа слабо пов-

ляла на степень изменения диаграммы $\sigma_s - \varepsilon_b$ и ее влиянием можно пренебречь.

В центрально сжатых железобетонных стойках наличие высокопрочной стали существенно повышало предельные напряжения за счет увеличения предельных деформаций сжатия. Несущая способность стоек в соответствии с нормами равна

$$N = R_b \cdot b \cdot h + \sigma_{st} A_s. \quad (5.15)$$

Предлагается [195, 198] в таких случаях увеличивать напряжение в сжатой арматуре, приняв его равным $\sigma_{sc} = \varepsilon_{bu} \cdot E_s \leq 0,8R_b$, где ε_{bu} — максимальная расположенная деформация бетона (с учетом сжимаемости деформирования), при этом не учитывается перераспределение напряжений в сечении за счет нисходящей ветви деформирования. Формулу (5.15) более корректно можно записать в виде

$$N = \alpha_b R_b^* \cdot b \cdot h + \sigma_{sc} A_s, \quad (5.16)$$

где коэффициент α_b равен отношению напряжений в бетоне на нисходящей ветви $\sigma_{ov,u}$ к максимальным напряжениям R_b^* в вершине диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$. Значение коэффициента α_b зависит от прочности бетона, коэффициента армирования и других факторов.

Расчет внецентренно сжатых элементов производится по уравнению статики в виде

$$N_u \cdot e = \alpha_b R_b^* \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (5.17)$$

$$\alpha_b \cdot R_b^* \cdot b \cdot x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s - N = 0. \quad (5.18)$$

Произведенный по предложенному способу расчет опытных железобетонных стоек с высокопрочной ненапрягаемой арматурой показал существенно лучшую сходимость опытных и теоретических данных, чем расчет по нормам.

Следует отметить, что с увеличением усилия, воспринимаемого арматурой в сжатой зоне элемента, происходит более интенсивное перераспределение напряжений с бетона на арматуру, что ведет к увеличению предельных сжимающих напряжений в арматуре, и в то же время нисходящий участок диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ указывает на снижение напряжений в бетоне. По-видимому, несущая способность железобетонной стойки с повышением процента армирования высокопрочной ненапрягаемой сталью будет всегда возрастать, так как повышение усилия, воспринимаемого арматурой, больше, чем падение усилия, воспринимаемого бетоном. Вместе с тем при повышении некоторого оптимального значения процента армирования эффективность использования высокопрочной арматуры будет снижаться. В связи с этим предлагается ограничить процент армирования железобетонных стоек с высокопрочной

ненапрягаемой арматурой некоторой оптимальной величиной $\mu_{\text{опт}} = 1,5\text{—}2\%$, полученной в результате численного эксперимента.

5.3.2. Расчет усилий трещинообразования нормальных сечений железобетонных элементов

В соответствии с нормативной методикой момент трещинообразования изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов определяется по формуле

$$M_{\text{тр}} = R_{\text{ст, сер}} W_{\text{пл}} \pm M_{\text{рп}} \quad (5.19)$$

Однако при расчетах по данной методике не учитывается влияние продольного усилия на изменение сжатой зоны и на положение равнодействующей сжимающих напряжений, т. е. упруго-пластический момент сопротивления.

Проведенные нами исследования показали, что если для изгибаемых элементов нормативная методика дает хорошую сходимость с опытными данными, то при определении усилий трещинообразования внецентренно сжатых элементов наблюдаются существенные (до 30—40%) расхождения. Это, в частности, относится к сжатым негибким элементам, так как при увеличении гибкости происходит уменьшение продольной силы, вызывающей образование трещин, что ведет к снижению ее влияния на момент трещинообразования.

Как показал анализ, наибольшее расхождение теоретических и опытных данных наблюдалось в элементах без напряжения арматуры. С увеличением относительного эксцентриситета приложения внешней силы расхождение опытных и теоретических моментов трещинообразования уменьшалось (табл. 27), так как снижалось влияние неучитываемого в расчете продольного усилия.

Анализ показал, что расхождения опытных и теоретических значений моментов трещинообразования в образцах из легкого бетона больше, чем в элементах из тяжелого (рис. 48). Очевидно это связано с тем, что в нормативах недооцениваются деформативные свойства легких бетонов, от которых зависит трещиностойкость элементов. Расхождения увеличиваются при повышении процента армирования элемента (рис. 48).

Усилия трещинообразования во внецентренно сжатых железобетонных элементах могут быть определены путем решения двух уравнений статики, составленных в предположении расчетных эпюр напряжений в момент образования трещин, предложенных В. И. Мурашовым. При этом в явном виде учитываются влияние продольной силы на положение нейтральной линии и упруго-пластический момент сопротивления. Наметилось два пути решения этой задачи.

Первый путь целесообразен для железобетонных стоек с большими эксцентриситетами приложения внешней силы, т. е. в тех случаях, где напряжения на растянутой грани достигают

предела прочности на растяжении раньше исчерпания несущей способности колонн. Уравнения статики имеют вид:

$$N_{crc} + \gamma_{bt} R_{bt} b (h_0 + a - x_{crc}) + A_s (\sigma_{sp} + 2x\gamma_{bt} R_{bt}) + \\ + A'_s \left(\sigma'_{sp} - 2x\gamma_{bt} R_{bt} \frac{x_{crc} - a'}{h_0 + a - x_{crc}} \right) - \gamma_{bt} R_{bt} b x_{crc}^2 = 0, \quad (5.20)$$

$$N_{crc} (e_{crc} - h_0 + x_{crc}) = \gamma_{bt} R_{bt} \frac{b (h_0 + a - x_{crc})^2}{2} + A_s (\sigma_{sp} + 2x^* + \\ + \gamma_{bt} R_{bt}) (h_0 - x_{crc}) - A'_s \left(\sigma'_{sp} - 2x\gamma_{bt} R_{bt} \frac{x_{crc} - a'}{h_0 + a - x_{crc}} \right) \times \\ \times (x_{crc} - a) + 2\gamma_{bt} R_{bt} b x_{crc}^2 [3 (h_0 + a - x_{crc})], \quad (5.21)$$

где $e_{crc} = e_0 + 0,5 (h_0 + a') + f_{crc}$; $\alpha = E_s E_b$ — коэффициент условия работы бетона, учитывающий влияние длительного предварительного обжатия на его прочность при растяжении и применяемый для легкого и тяжелого бетонов согласно рекомендациям [172].

Указанные уравнения решаются относительно N_{crc} и x_{crc} . Следует отметить, что усилия трещинообразования у коротких элементов можно определить из уравнений (5.20) и (5.21). При определении усилий трещинообразования гибких элементов эксцентриситет определяется итерационным методом.

Использование этой методики при расчете колонн с относительно небольшими эксцентриситетами приложения внешней силы в ряде случаев не позволяет получить корректные данные, так как напряжения на растянутой грани могут не достигать предела прочности на растяжение. В этих случаях целесообразно использовать другой способ решения задачи, который заключается в следующем. На каждой возрастающей ступени нагружения определяются напряжения на растянутой грани σ_{bt} и x_{crc} из уравнений равновесия:

$$N_k + \sigma_{bt} b (h_0 + a - x_{crc}) + A_s (\sigma_{sp} + 2x\sigma_{bt}) + A'_s \left[(\sigma_{sp} - \right. \\ \left. - 2x\sigma_{bt} (x_{crc} - a') / (h_0 + a - x_{crc})) - \sigma_{bt} b x_{crc}^2 (h_0 + a - x) \right] = 0. \quad (5.22)$$

$$N_k (e_k - h_0 + x_{crc}) = \sigma_{bt} b (h_0 + a - x_{crc})^2 / 2 + A_s (\sigma_{sp} + 2x\sigma_{bt}) \times \\ \times (h_0 - x_{crc}) - A'_s \left(\sigma'_{sp} - 2x\sigma_{bt} (x_{crc} - a') / (h_0 + a - x_{crc}) \right) \times \\ \times (x_{crc} - a) + \sigma_{bt} b x_{crc}^2 (h_0 + a - x_{crc}) \cdot \frac{2}{3} x_{crc}. \quad (5.23)$$

Полученные значения σ_{bt} на каждой ступени нагружения сравнивались с показателем предела прочности на растяжение R_{bt} . Расчет заканчивается при N_u , достигающем предела несущей способности колонн либо при $\sigma_{bt} = \gamma_{bt} R_{bt}$.

Сравнительные данные опытных и теоретических усилий трещинообразования железобетонных стоек

Шифр образца	ϵ_0/h	Значения, полученные в опыте		Теоретические значения				Отклонения			
		Nстр. кН	Mстр. кНм	по СНиП		по уравнениям равновесия		по методике автора			
				Mстр. кНм	Nстр. кН	Mстр. кНм	Nстр. кН	Mстр. кНм	Nстр. кН		
		$\Delta_1 = \frac{M_{стр.} \cdot M_{стр.}}{M_{стр.} \cdot M_{стр.}}$		$\Delta_2 = \frac{M_{стр.} \cdot M_{стр.}}{M_{стр.} \cdot M_{стр.}}$		$\Delta_3 = \frac{M_{стр.} \cdot M_{стр.}}{M_{стр.} \cdot M_{стр.}}$		$\Delta_4 = \frac{M_{стр.} \cdot M_{стр.}}{M_{стр.} \cdot M_{стр.}}$			
Л-15-1-3	1,25	7,20	1,561	1,291	6,52	1,413	6,61	1,432	17,3	9,5	8,2
Л-15-1-2	0,7	16,61	1,772	1,311	14,74	1,537	14,69	1,567	26	11,2	11,5
Л-15-1-4			1,893	1,610		1,765		1,740	15	6,8	8,1
Л-15-11-3	1,25	9,10	1,972	1,579	8,03	1,739	8,10	1,735	19,9	11,8	11
Л-25-1-2	0,7	27,5	2,934	2,210	24,58	2,623	24,72	2,638	24,7	10,6	10,1
Л-25-11-2	0,7	28,60	3,052	1,207	25,71	2,744	25,40	2,710	27,7	10,1	11,2
Л-25-11-3	1,25	12,50	2,703	2,207	11,34	2,457	11,32	2,453	18,5	9,3	7,4
Л-25-11-4			2,520	2,177		2,313		2,316	18,6	8,2	8,1
Л-25-11-2	0,7	29,62	3,160	2,170	25,97	2,771	25,73	2,745	31,3	12,3	13,1
Л-35-1-3	1,25	15,3	3,315	2,679	13,63	2,954	13,72	2,983	19,2	10,9	9,9
Л-35-11-2	0,7	37,0	3,948	2,634	32,41	3,458	32,40	3,453	33,3	12,4	12,5
Л-35-11-4			3,108	2,634		2,850		2,850	15,2	18,2	8,2
Л-35-11-3	1,25	16,1	3,489	2,664	14,59	3,161	14,62	3,184	23,6	9,4	8,7
Т-35-11-2	0,7	31,7	3,382	2,663	28,90	3,084	28,5	3,031	21,3	8,8	9,2
Т-35-11-3	1,25	14,5	3,315	2,663	14,18	3,073	14,0	2,012	15,5	7,3	8,1
Т-35-11-4			2,961	2,663		2,757		2,78	10,1	6,9	6,2
ЛП-35-11-2	0,7	152,0	16,218	12,867	137,2	14,645	137,1	14,670	20,6	9,7	8,8
ЛП-35-11-3	1,25	67,5	14,649	12,867	62,73	13,594	62,17	13,411	12	7,2	8,7
ЛП-35-11-4			14,9	12,867		13,801		13,820	13,6	7,4	7,2
ТП-35-11-2	0,7	149,5	15,952	12,983	134,4	14,341	134,7	14,451	18,6	10,1	9,7
ТП-35-11-3	1,25	68,9	14,938	12,983	63,83	13,832	63,84	13,833	13	7,4	7,4
ТП-35-11-4			13,603	12,983		12,922		12,910	4,5	5	5,1

Сумма квадратов отклонений $\Sigma \Delta_i^2$ 8821,4 2177,2 2012

Сравнение теоретических значений усилий трещинообразования с опытными показало их удовлетворительную сходимость (табл. 6.7).

Предлагается следующая упрощенная методика определения усилий трещинообразования. Фиксируются предельные деформации крайнего растянутого волокна бетона $\varepsilon_{bt,u}$ и деформации крайнего сжатого волокна бетона, реализуемые к моменту появления трещин $\varepsilon_{b,crc}$. Эпюра напряжений в бетоне в момент появления трещин: прямоугольник в растянутой зоне и треугольник в сжатой, при этом угол в вершине треугольной эпюры не задается. Уравнение равновесия принимает вид

$$N_{crc} + \gamma_{bt} R_{bt} b (h - x_{crc}) + A_g [\sigma_{sp} + \varepsilon_{b,crc} (h_0 x_{crc} - 1) E] + A'_s [\sigma'_{sp} - \varepsilon_{b,crc} (1 - a x_{crc}) E_s] - \sigma_b b x_{crc} = 0, \quad (5.24)$$

где

$$x_{crc} = h \cdot \varepsilon_{b,crc} (\varepsilon_{b,crc} + \varepsilon_{bt,u}).$$

Напряжения в бетоне крайнего сжатого волокна σ_b в момент появления трещин могут быть определены по деформации $\varepsilon_{b,crc}$ с помощью любой зависимости, связывающей напряжения и деформации бетона. Наиболее удобно использовать формулу ЕКБ—ФИП с коррективами, учитывающими упруго-пластические свойства легкого бетона, предложенными автором.

Из уравнения (5.24) можно без громоздких промежуточных вычислений и итераций вычислить усилия трещинообразования N_{crc} .

Предлагаемая методика отличается простотой и удобством, для расчета необходимо располагать лишь двумя значениями деформаций $\varepsilon_{bt,u}$ и $\varepsilon_{b,crc}$.

Методика определения максимальных реализуемых деформаций растянутого бетона $\varepsilon_{bt,u}$ приведена выше. Для аналитического описания зависимости деформации $\varepsilon_{b,crc}$ от основных факторов в экспериментах получены значения $\varepsilon_{b,crc}^{exp}$. Анализ полученных данных показал, что влияние на основные факторы хорошо выражается зависимостью

$$\varepsilon_{b,crc} \cdot 10^5 = 56 - 0,7\bar{R} + 10,8\bar{r} - 10e_0 h, \quad (5.25)$$

где $e_0 h \leq 2,8$; при $e_0 h > 2,8$ $e_0 h = 2,8$.

Расчет усилий трещинообразования железобетонных стоек с использованием зависимостей (5.24) и (5.25) обеспечивал хорошую сходимость опытных и теоретических значений (табл. 29). Сумма квадратов отклонений по сравнению с методикой норм уменьшалась в 4,6 раза.

5.4. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ТРАНСФОРМИРОВАННЫХ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА

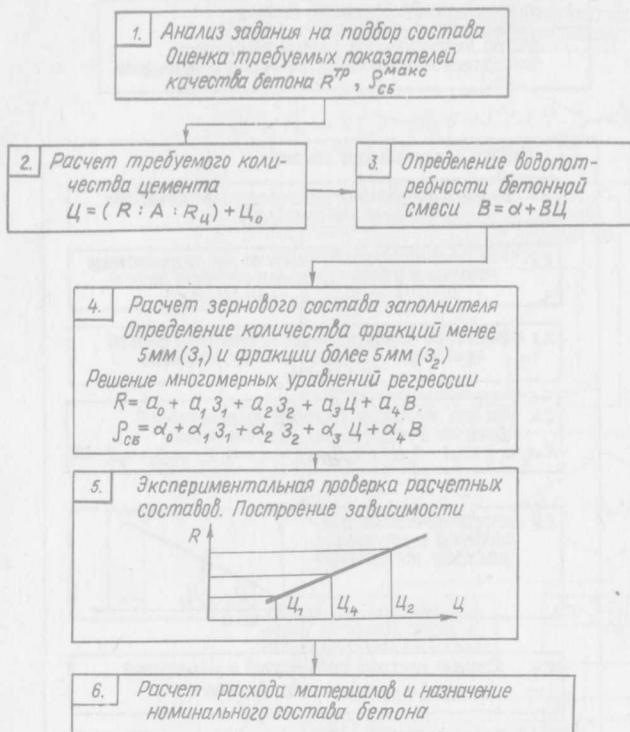
Расчет сечений внецентренно сжатых и изгибаемых железобетонных элементов по методике, предусматривающей прямоугольную эпюру напряжений в сжатой и растянутой зонах бетона, при определении прочности и трещиностойкости в некоторых случаях приводит к существенным отклонениям опытных данных от теоретических (см. 5.3). Введение коррекции в нормативные методы расчета позволяет сблизить опытные и теоретические расчеты. Вместе с тем предлагаемые способы усовершенствования расчета имеют, как правило, ограниченную область применения, кроме того, не устраняют основных недостатков, присущих нормативным методам, один из них — неучет в явном виде полной диаграммы деформирования бетона.

Для совершенствования методов расчета железобетонных элементов нужно использовать полное, с нисходящими ветвями диаграммы деформирования бетона в сжатой и растянутой зонах элемента. Такой способ позволяет получить аналитические зависимости, описывающие напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов на всех стадиях его работы. Применение полных диаграмм деформирования бетона обеспечивает единый подход к определению прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных элементов.

В известных методах расчета предусматривающих учет в явном виде полных (с нисходящими ветвями) диаграмм деформирования бетона, характер диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ принимается неизменным для всех волокон по высоте сечения, несмотря на различную скорость их деформирования. Между тем она оказывает существенное влияние на диаграмму $\sigma_b - \varepsilon_b$, особенно при напряжениях, близких к пределу прочности (на восходящем участке), на нисходящем участке. Кроме того, как правило, не учитывается изменение диаграммы деформирования бетона, происходящее под воздействием усилий предварительного напряжения. Эти недостатки и несовершенства могут снижать точность расчетов.

5.4.1. Обоснование необходимости трансформации базовой аналитической зависимости $\sigma_b - \varepsilon_b$ бетона

Переход от эпюры деформаций к эпюре напряжений во внецентренно сжатых и изгибаемых железобетонных элементах, как правило, осуществляется с помощью зависимости $\sigma_b - \varepsilon_b$, полученной при испытании центрально сжатых бетонных призм. Этот прием основан на положении о том, что равным деформациям волокон в центрально сжатой призме и в сжатой зоне изгибаемого (внецентренно напряженного) элемента при одинаковых свойствах бетона соответствуют равные напряжения. Это пол



1. Блок-схема определения номинальных составов бетонов с новыми пористыми заполнителями

она с пористы-

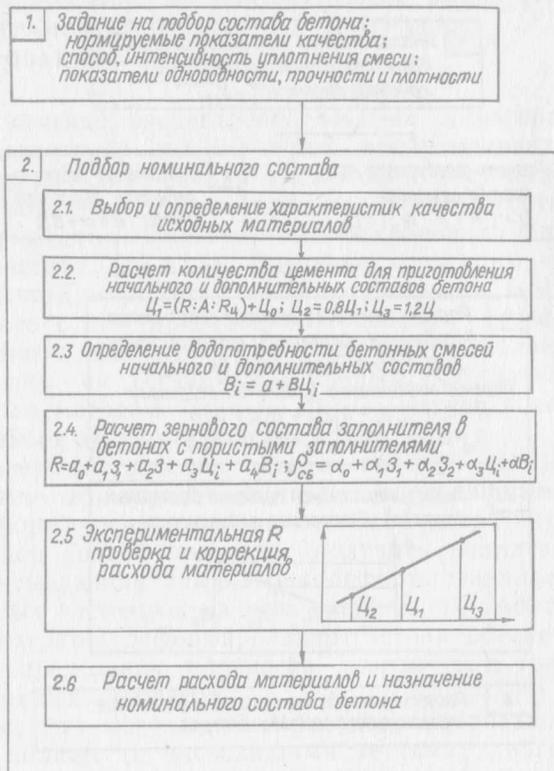


Рис. 2. Блок-схема назначения номинального состава бетона с пористыми заполнителями

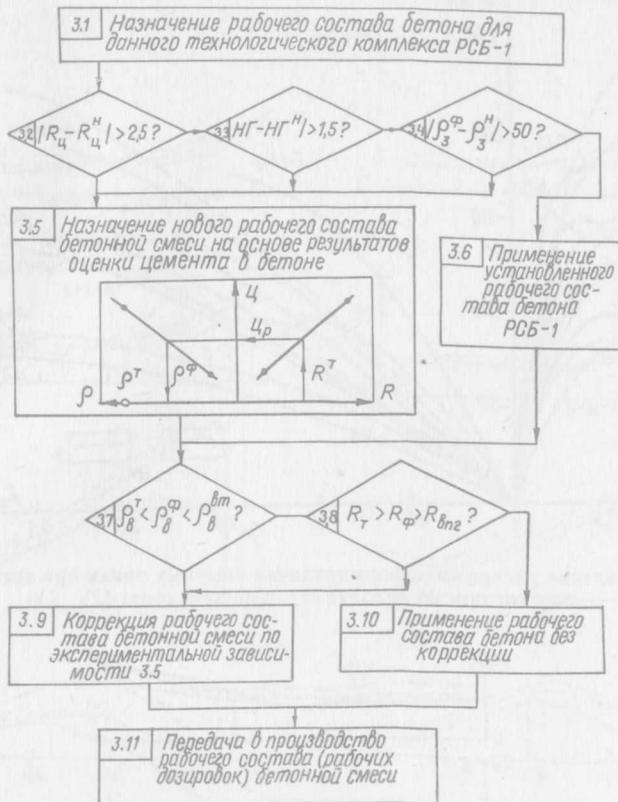


Рис. 3. Блок-схема назначения и корректирования рабочих составов бетона с пористыми заполнителями

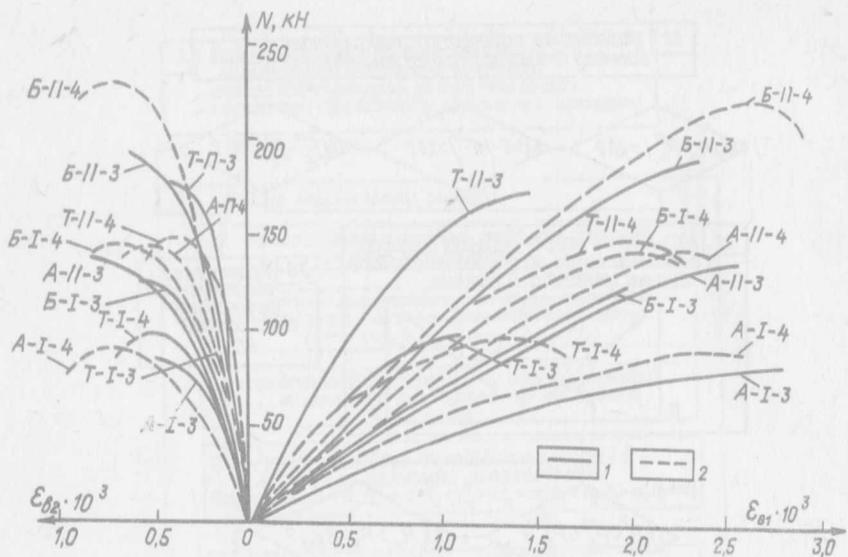


Рис. 4. Сопоставление диаграмм деформирования опытных призм при внецентренном сжатии при $\Delta\sigma = \text{const}$ (1), при $\Delta\varepsilon = \text{const}$ (2).

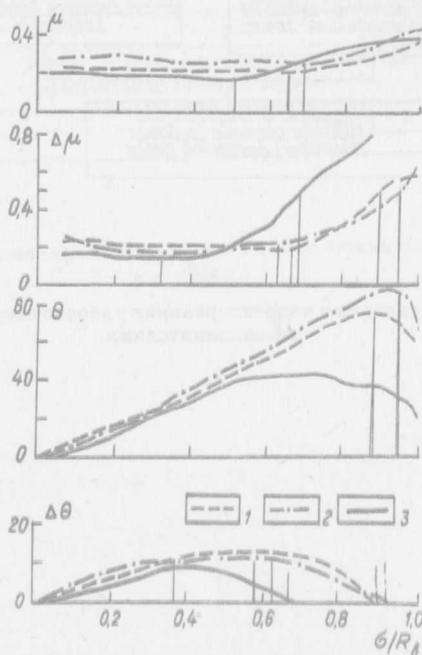


Рис. 5. К определению границ микротрещинообразования опытных бетонов серий 1—2 ($B7,5$; $\Delta\varepsilon_1 = \text{const}$):

1 — бетон А ($R_B = 10$ МПа); 2 — бетон В ($R_B = 16$ МПа); 3 — бетон Т ($R_B = 0,75$ МПа).

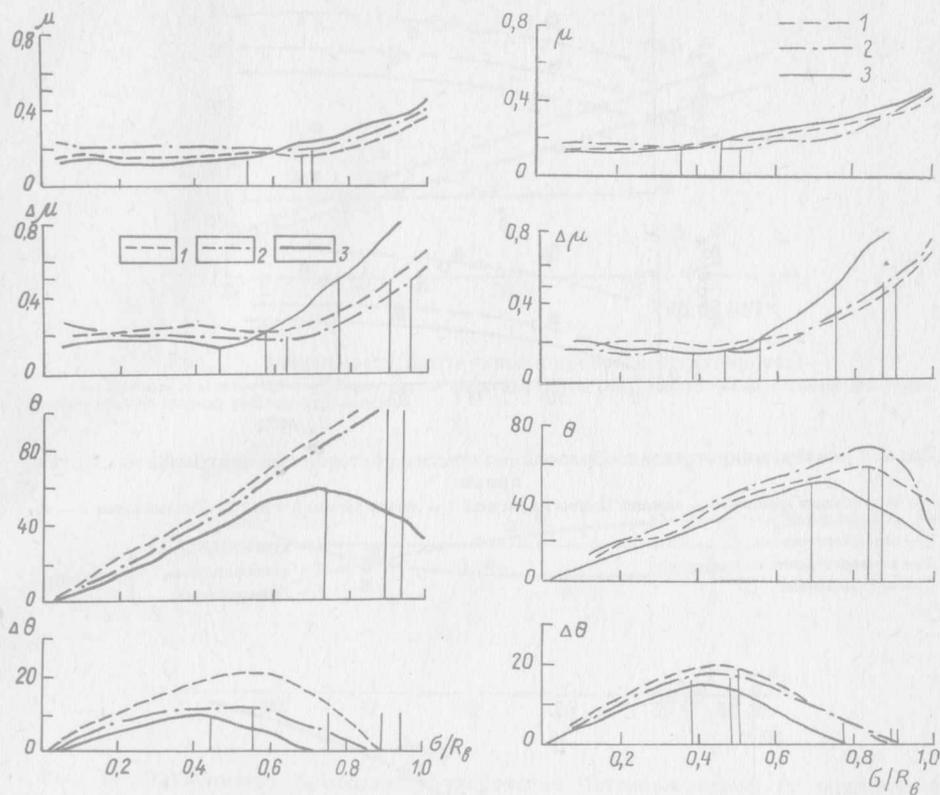


Рис. 6. К определению границ микротрещинообразования опытных бетонов серии II-1 (B25; $\Delta\epsilon_1 = \text{const}$):

1 — бетон А ($R_b = 17$ МПа), 2 — бетон Б ($R_b = 26$ МПа); 3 — бетон Т ($R_b = 20$ МПа).

Рис. 7. К определению границ микротрещинообразования опытных бетонов серии II — 2 (B25; $\Delta\epsilon_1 = \text{const}$):

1 — бетон А ($R_b = 18,5$ МПа), 2 — бетон Б ($R_b = 19$ МПа); 3 — бетон Т ($R_b = 20$ МПа).

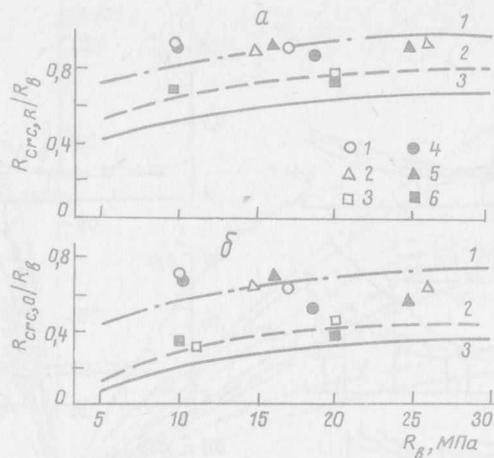


Рис. 8. Границы микротрещинообразования опытных бетонов при центральном сжатии призм:

a — верхняя граница; *б* — нижняя. Цифры на рисунке: 1 — легкие бетоны А и Б; 2 — тяжелый бетон; 3 — то же, по данным [105];

1 — керампоритобетон,
 2 — кампоритобетон,
 3 — тяжелый бетон, } $\Delta\sigma = \text{const}$

4 — керампоритобетон,
 5 — кампоритобетон,
 6 — тяжелый бетон. } $\Delta\varepsilon = \text{const}$

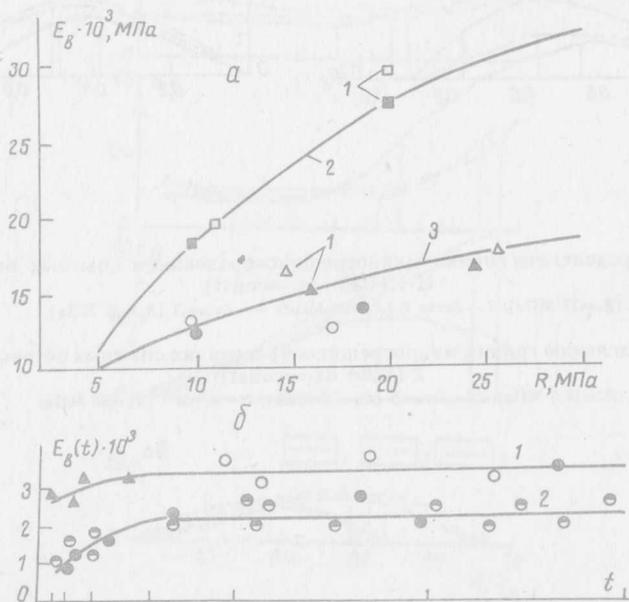


Рис. 9. Зависимость начального модуля упругости от кубиковой (*a*) и роста E_b во времени (*б*):

1 — опытные значения; 2, 3 — теоретические для тяжелого и легкого бетонов.

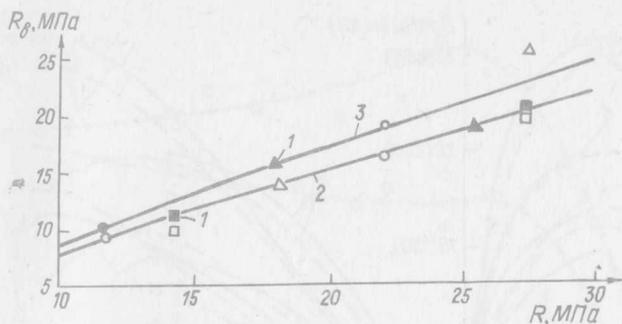


Рис. 10. Зависимость призмной прочности от кубиковой:
 1—опытные значения; 2,3—теоретические по формулам (3.5) и (3.6). Заштрихованы значения для призм, испытанных по второму режиму ($\Delta \varepsilon_1 = \text{const}$).

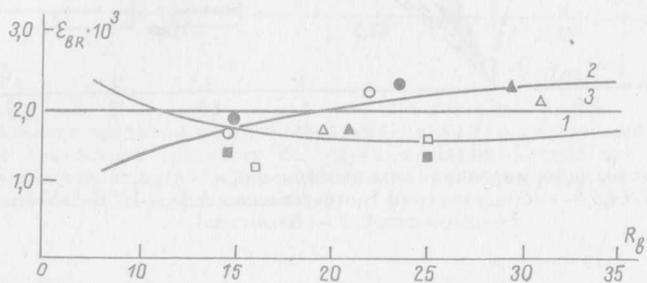


Рис. 11. Зависимость предельного укорочения бетонных призм от призмной прочности:
 1,2,3 — теоретические по формулам (3.7), (3.10) и по СНиП 2.03.01—84.

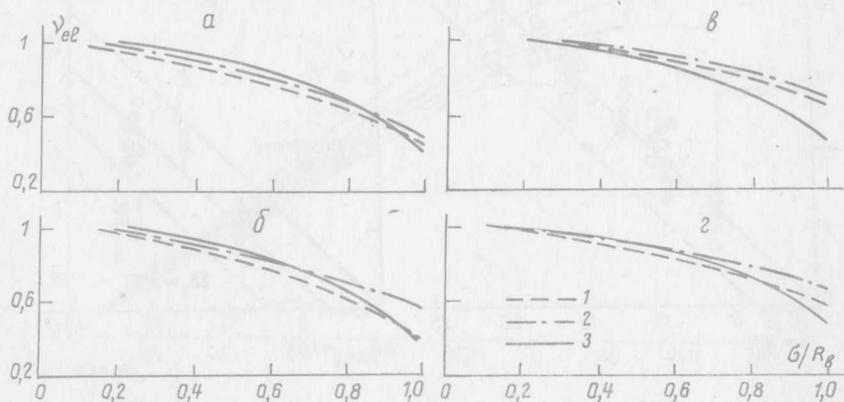


Рис. 12. Снижение доли упругих деформаций с ростом напряжений:
 а, б, в, г — соответственно призмы серий I-1, I-2, II-1 и II-2; 1 — бетон А; 2 — бетон Б; 3 — бетон Т.

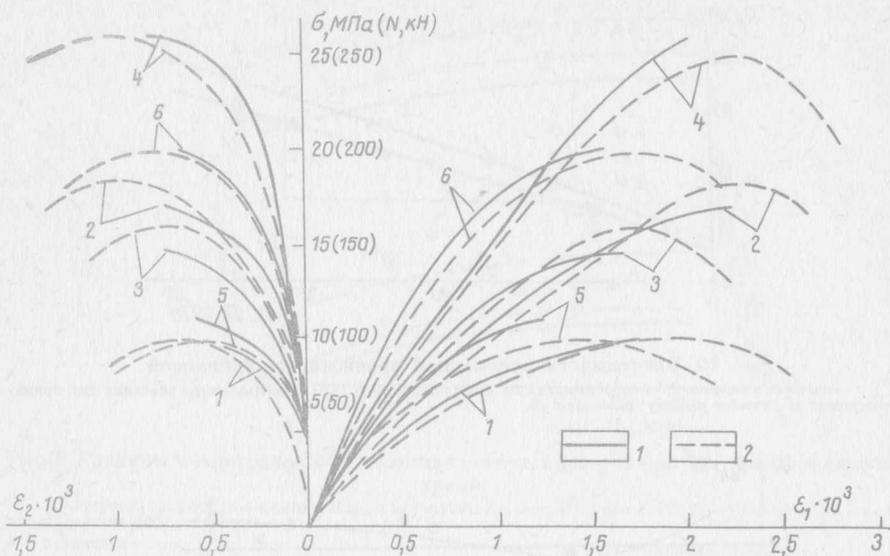


Рис. 13. Диаграммы деформирования опытных призм при центральном сжатии. Цифры на рисунке: 1, 2, 3, 4, 5, 6 — образцы серий соответственно А-I; А-II; Б-I; Б-II; Т-I; Т-II; 1 — $\Delta\sigma = \text{const}$; 2 — $\Delta\varepsilon_1 = \text{const}$.

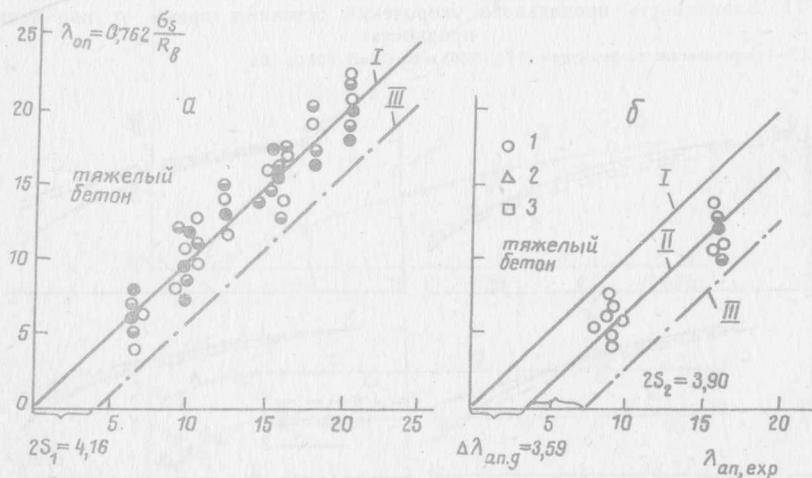


Рис. 14. Сопоставление опытных и расчетных значений относительной длины зоны анкеровки:

а — по прочности; б — по началу сдвига. I, II — линии полного совпадения значений; III — границы доверительных интервалов. 1 — бетон А; 2 — бетон Б; 3 — бетон Т.

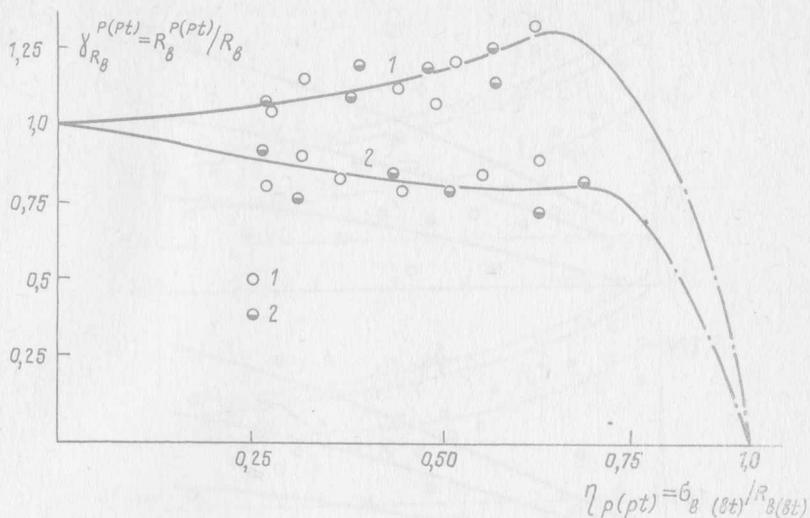


Рис. 15. Влияние предварительного обжатия (кривая 1) и растяжения (кривая 2) на изменение призмной прочности исследуемых легких бетонов при последующем сжатии:

1 — кампортобетон, 2 — керампортобетон.

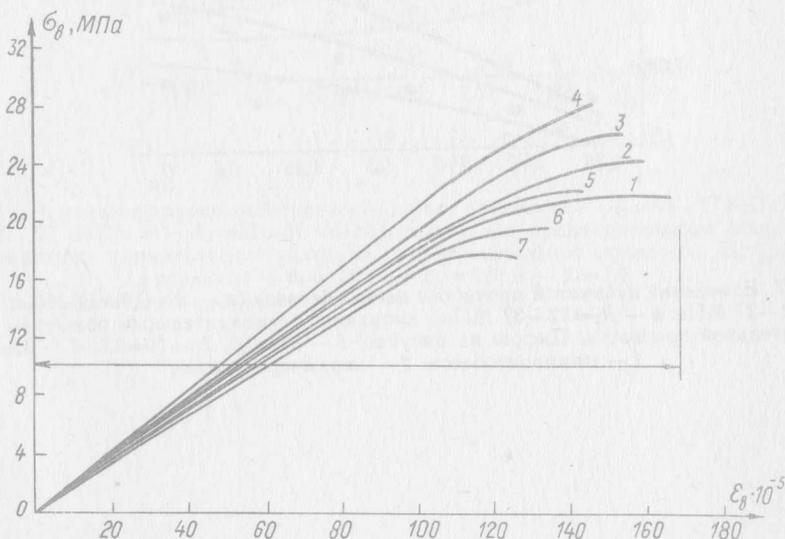


Рис. 16. Изменение диаграммы « $\sigma_b - \epsilon_b$ » легких бетонов прочностью $R=22-27$ МПа при относительной прочности к моменту обжатия $\beta \bar{\sigma} = 0.6$ в зависимости от уровня загрузки:

1 — $\eta_p = 0$, 2 — $\eta_p = 0.35$, 3 — $\eta_p = 0.5$, 4 — $\eta_p = 0.65$, 5 — $\eta_p = 0.7$, 6 — $\eta_p = 0.8$, 7 — $\eta_p = 0.9$.

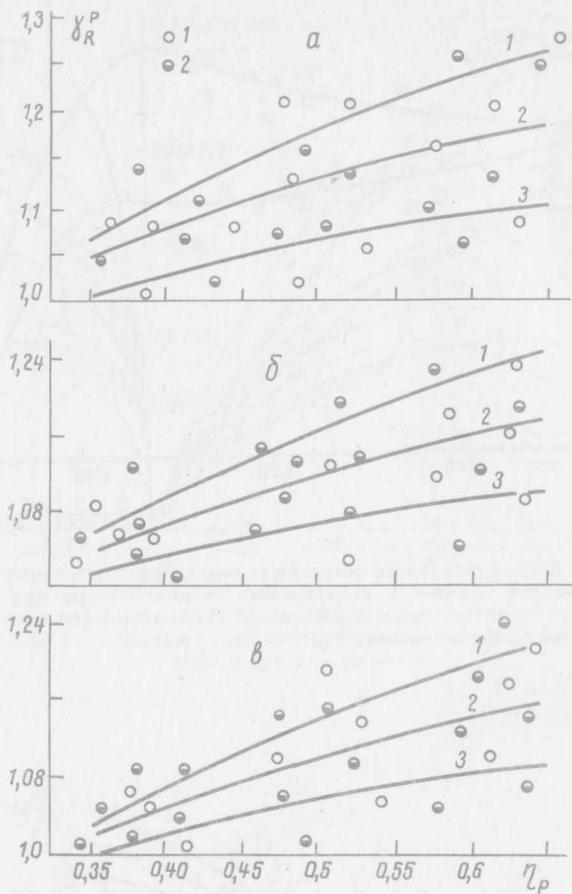


Рис. 17. Изменение кубиковой прочности легких бетонов (а — $R_1=12-17$ МПа; б — $R_2=22-27$ МПа; в — $R_3=32-37$ МПа), вызванное предварительным обжатием при относительной прочности. Цифры на рисунке: 1 — $\beta\tau=0,6$; 2 — $\beta\tau=0,8$; 3 — $\beta\tau=1,0$; 1 — кампоритобетон; 2 — керампоритобетон.

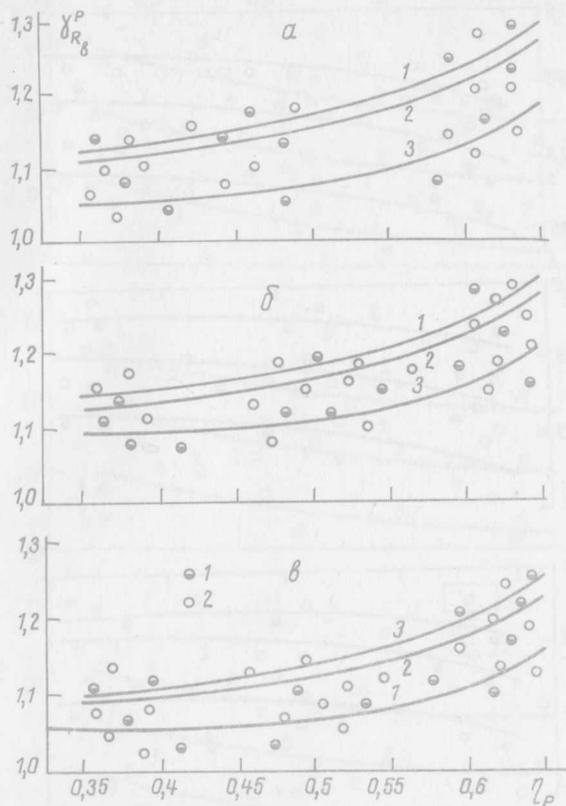


Рис. 18. Изменение призмной прочности легких бетонов (а — $R_1=12-17$ МПа; б — $R_2=22-27$ МПа; в — $R_3=32-37$ МПа), вызванное предварительным обжатием в нормальных климатических условиях при относительной прочности. Цифры на рисунке: 1 — $\beta_r=0,6$; 2 — $\beta_r=0,8$; 3 — $\beta_r=1,0$.

1 — кампоритобетон, 2 — керампоритобетон.

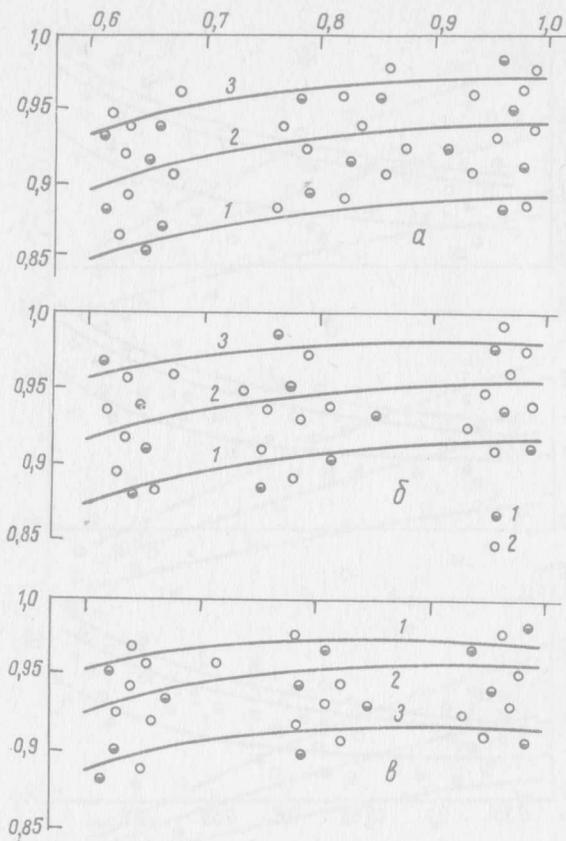


Рис. 19. Влияние предварительного обжатия различного уровня (цифры на рисунке: 1 — $\eta_p=0,65$; 2 — $\eta_p=0,5$; 3 — $\eta_p=0,35$) на предельную сжимаемость легких бетонов различной прочности (а — $R_1=12-17$ МПа; б — $R_2=22-27$ МПа; в — $R_3=32-37$ МПа) в нормальных климатических условиях; 1 — кампоритобетон, 2 — керампоритобетон.

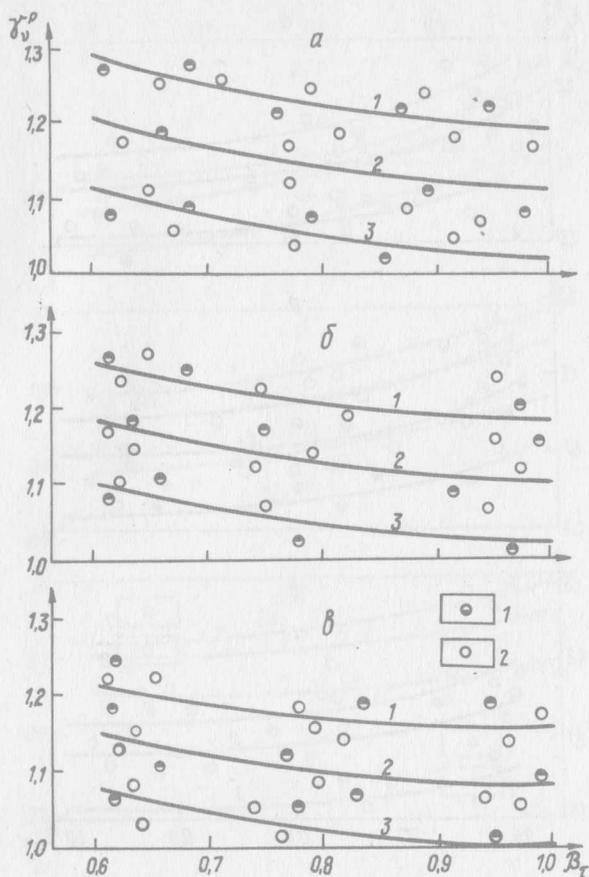


Рис. 20. Влияние предварительного обжата различной интенсивности (цифры на рисунке: 1 — $\eta_p=0,65$; 2 — $\eta_p=0,5$; 3 — $\eta_p=0,35$) на изменение коэффициента упругости бетона различной прочности (а — $R_1=12-17$ МПа; б — $R_2=22-27$ МПа; в — $R_3=32-37$ МПа) в нормальных климатических условиях; 1 — кампоритобетон, 2 — керампоритобетон.

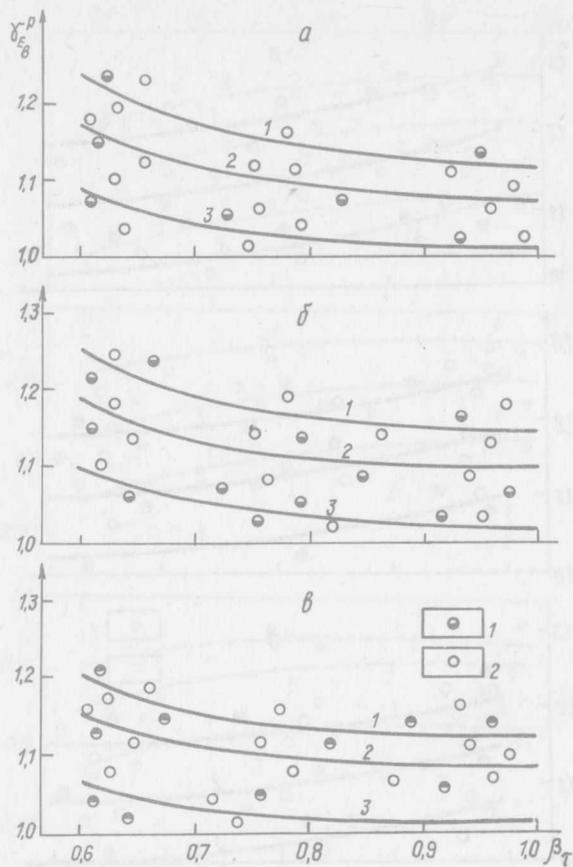


Рис. 21. Изменение модуля упругости легких бетонов прочностью (*а* — $R_1=12-17$ МПа; *б* — $R_2=22-27$ МПа; *в* — $R_3=32-37$ МПа) предварительным обжатием различного уровня нагружения (цифры на рисунке: 1 — $\eta_p=0,65$; 2 — $\eta_p=0,5$; 3 — $\eta_p=0,35$) в условиях нормального климата; 1 — кампоритобетон, 2 — керампоритобетон.

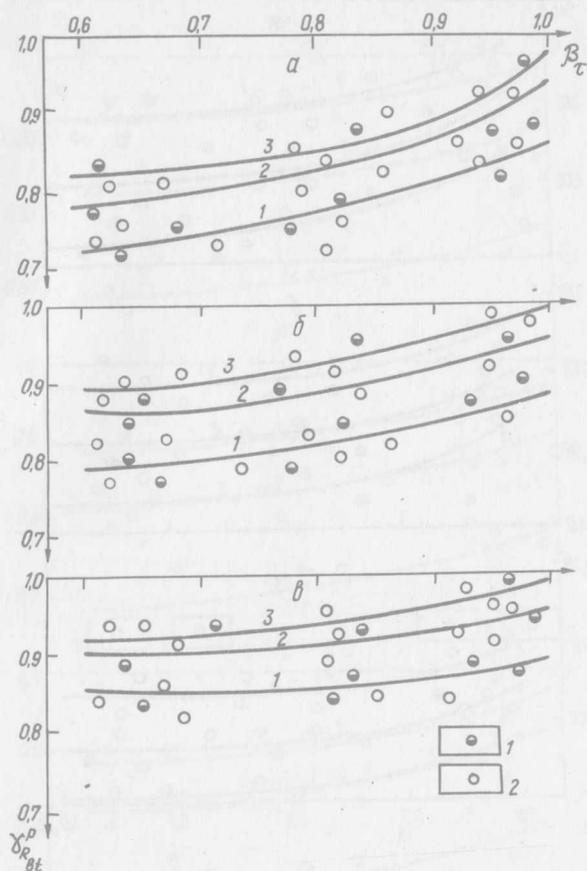


Рис. 22. Падение прочности легких бетонов на растяжение (*a* — 12—17 МПа; *б* — 22—27 МПа; *в* — 32—37 МПа), вызванное предварительным обжатием различного уровня (цифры на рисунке: 1 — $\eta_p=0,65$; 2 — $\eta_p=0,5$; 3 — $\eta_p=0,35$) в нормальных климатических условиях; 1 — кампоритобетон, 2 — керампоритобетон.

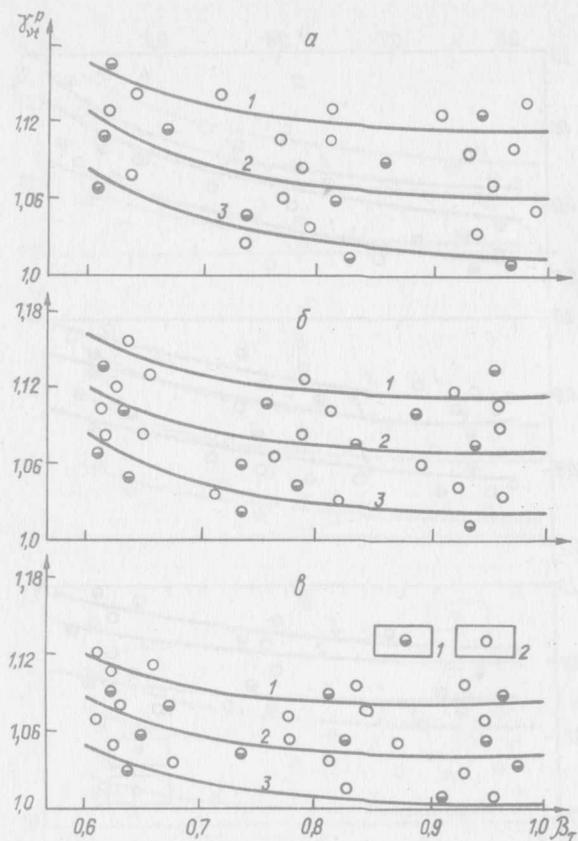


Рис. 23. Изменение коэффициента упругости легких бетонов различной прочности (*a* — $R_1=12-17$ МПа; *б* — $R_2=22-27$ МПа; *в* — $R_3=32-37$ МПа) при уровне нагружения (цифры на рисунке: 1 — $\eta_r=0,65$; 2 — $\eta_r=0,5$; 3 — $\eta_r=0,35$) в нормальных климатических условиях: 1 — кампоритобетон, 2 — керампоритобетон.

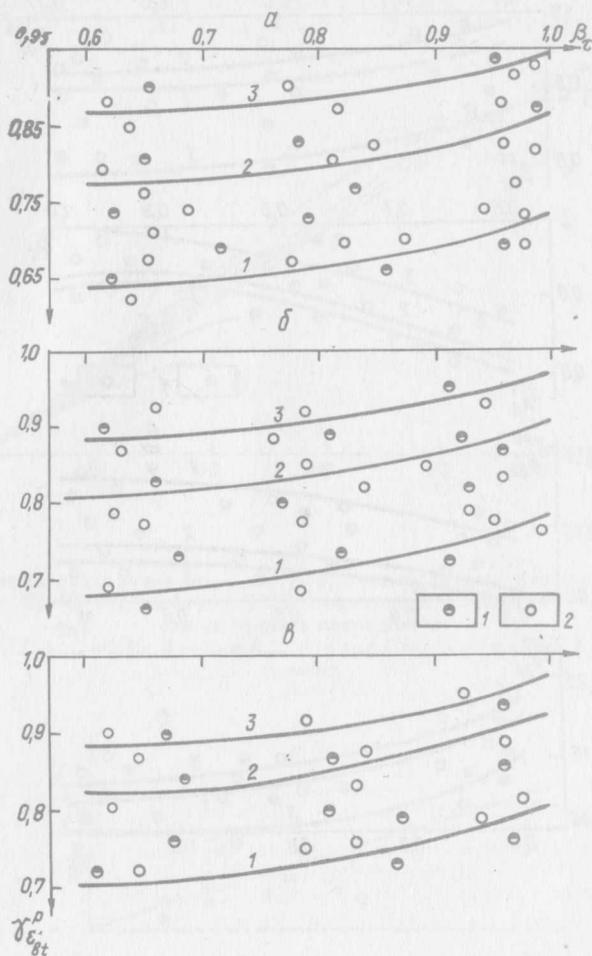


Рис. 24. Изменение предельной растяжимости легких бетонов различной прочности (*a* — $R_1=12-17$ МПа; *б* — $R_2=22-27$ МПа; *в* — $R_3=32-37$ МПа), вызванное предварительным обжатием различной интенсивности (цифры на рисунке: 1 — $\eta_p=0,65$; 2 — $\eta_p=0,5$; 3 — $\eta_p=0,35$) в нормальных климатических условиях; 1 — кампоритобетон, 2 — керампоритобетон.

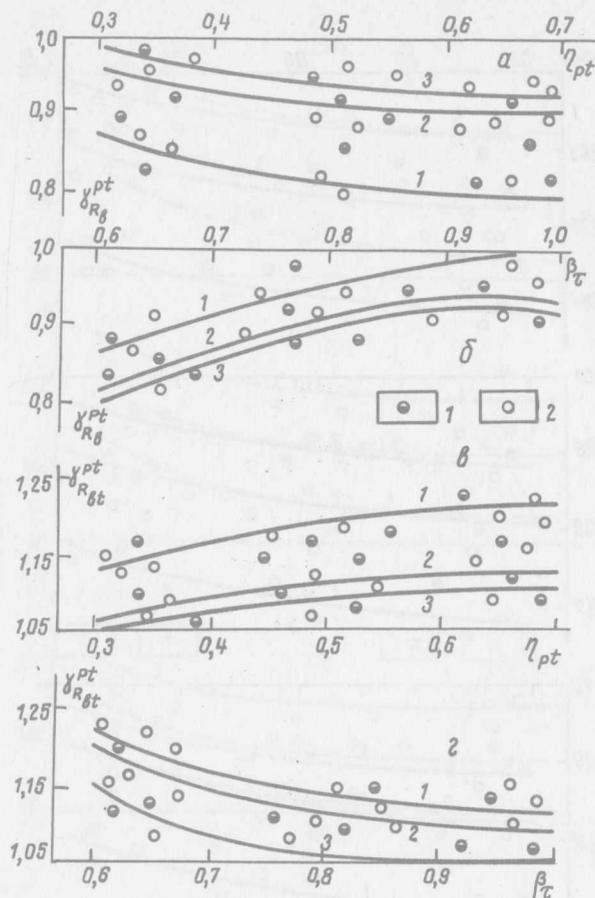


Рис. 25. Изменение призмной прочности (а, б) и прочности на растяжение (в, г) легкого бетона ($R=22-27$), вызванное предварительным растяжением. Цифры на рисунке: 1 — $\beta_t=0,6$; $\eta_{pt}=0,3$; 2 — $\beta_t=0,8$; $\eta_{pt}=0,5$; 3 — $\beta_t=1$; $\eta_{pt}=0,7$; 1 — кампоритобетон, 2 — керампоритобетон.

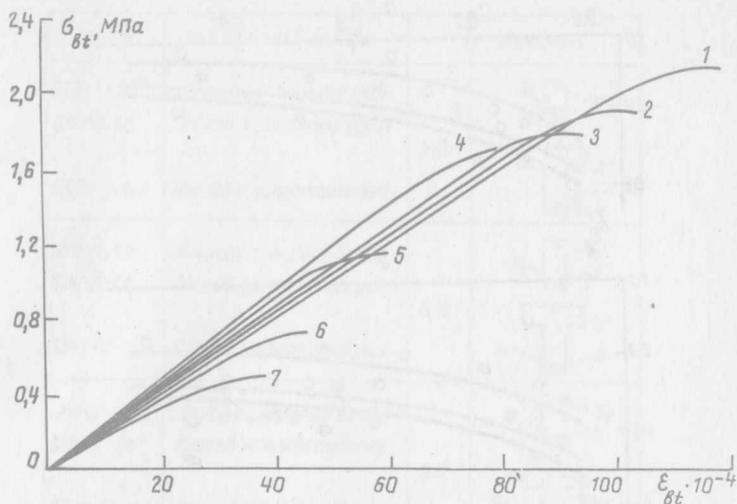


Рис. 26. Изменение диаграммы « $\sigma_{bt} - \epsilon_{bt}$ » — при одноосном растяжении легких бетонов прочностью $R=22-27$ МПа к моменту предварительного обжатия $\beta_t=0,6$ в зависимости от уровня нагружения:

1 — $\eta_p=0$; 2 — $\eta_p=0,35$; 3 — $\eta_p=0,5$; 4 — $\eta_p=0,65$; 5 — $\eta_p=0,7$; 6 — $\eta_p=0,8$; 7 — $\eta_p=0,9$.

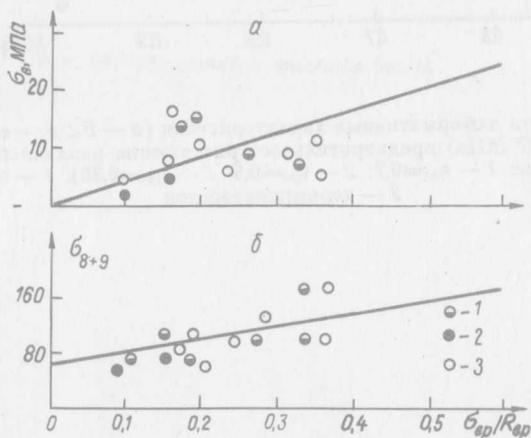
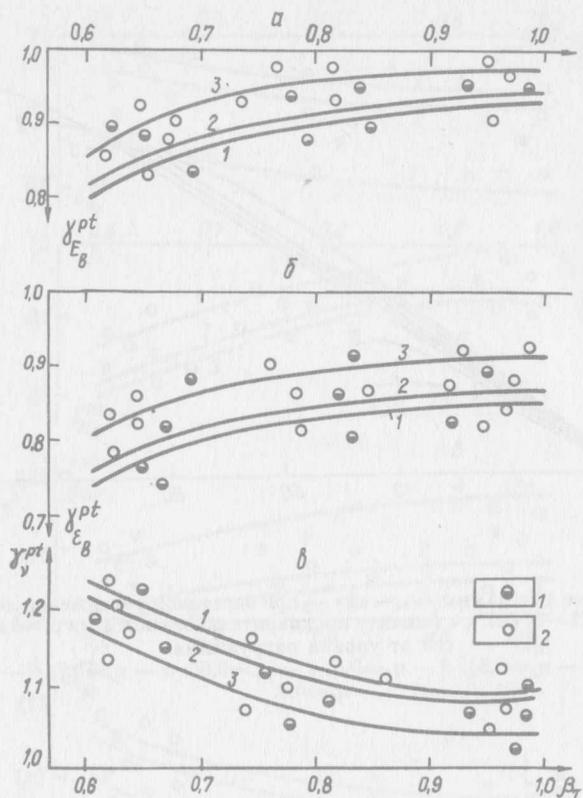


Рис. 28. Потери предварительного напряжения арматуры от неупругих деформаций бетона при обжатии (а) и суммарные от усадок и ползучести бетона (б) в возрасте 100 суток — расчетные значения по СНиП 2.03.01—84:

1 — бетон на пористых заполнителях из лессовидных суглинков; 2 — керамзитобетон на кварцевом песке; 3 — керамзитоперлитобетон, по данным [196].



Фиг. 27. Влияние на деформативные характеристики (а — E_δ ; б — ϵ_δ ; в — ν) легких бетонов ($R=22-27$ МПа) предварительного растяжения различной интенсивности (цифры на рисунке: 1 — $\eta_{pt}=0.7$; 2 — $\eta_{pt}=0.5$; 3 — $\eta_{pt}=0.35$); 1 — кампоритобетон; 2 — керампоритобетон.

шифр	Вид бетона в балках		Сечение
БТО-I-1,2	Обычный тяжелый бетон	0,00	
БЛО-I-1,2	Легкий кампориобетон		
БЛОТ-I-1,2	Легкий кампориобетон		
БТЧ-II-1,2	Обычный тяжелый бетон	0,33	
БЛЧ-II-1,2	Легкий кампориобетон		
БЛЧТ-II-1,2	Легкий кампориобетон		
БТЧ-III-1,2	Обычный тяжелый бетон	0,67	
БЛЧ-III-1,2	Легкий кампориобетон		
БЛЧТ-III-1,2	Легкий кампориобетон		
БТП-IV-1,2	Обычный тяжелый бетон	1,00	
БЛП-IV-1,2	Легкий кампориобетон		
БЛПТ-IV-1,2	Легкий кампориобетон		

Рис. 29. Обозначение опытных балок.

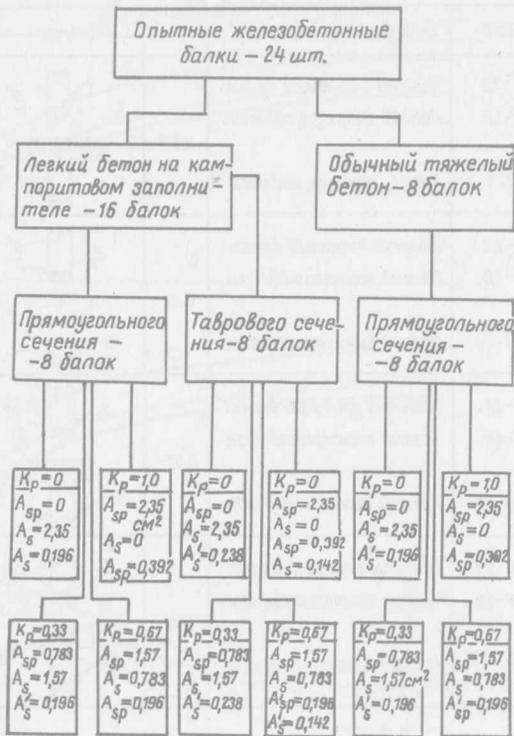


Рис. 30. Программа испытания опытных балок.

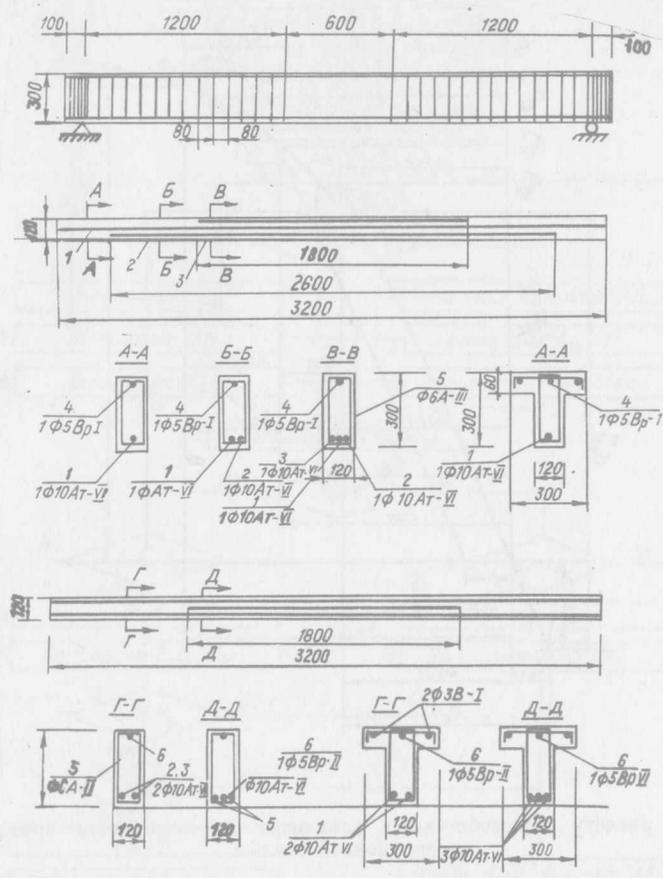


Рис. 31. Армирование опытных балок.

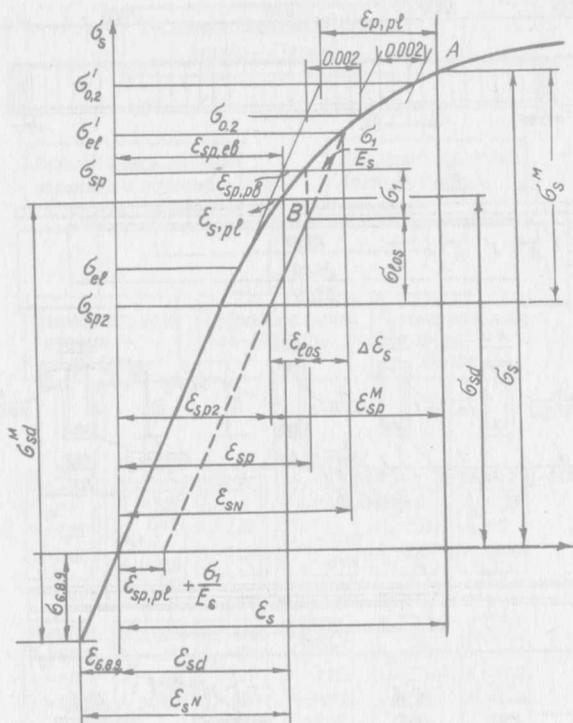


Рис. 32. К расчету железобетонных элементов со смешанным армированием высокопрочной сталью.

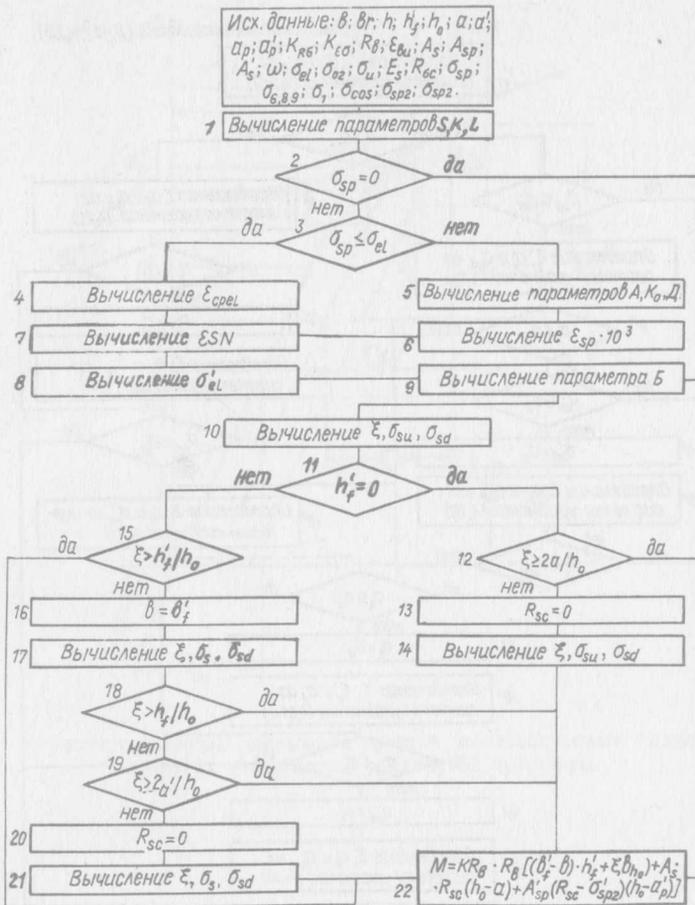


Рис. 33. Блок-схема (основная) расчета прочности нормальных сечений изгибаемых элементов.

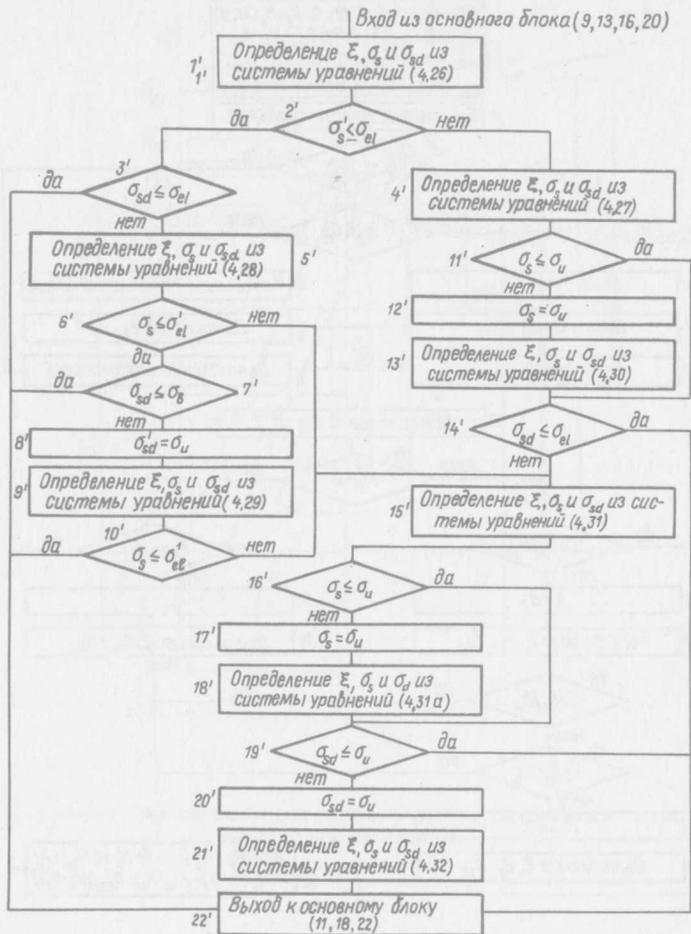


Рис. 34. Блок-схема (дополнительная) расчета напряжений в арматуре

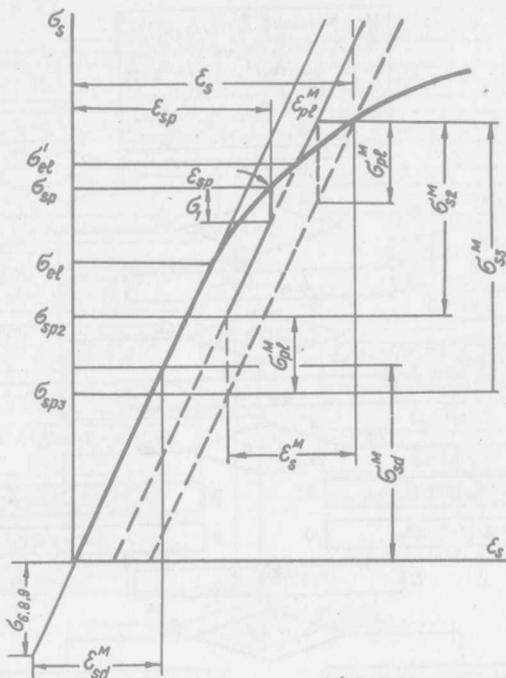


Рис. 35. К расчету ширины раскрытия трещин железобетонных балок с учетом неупругих деформаций растянутой арматуры.

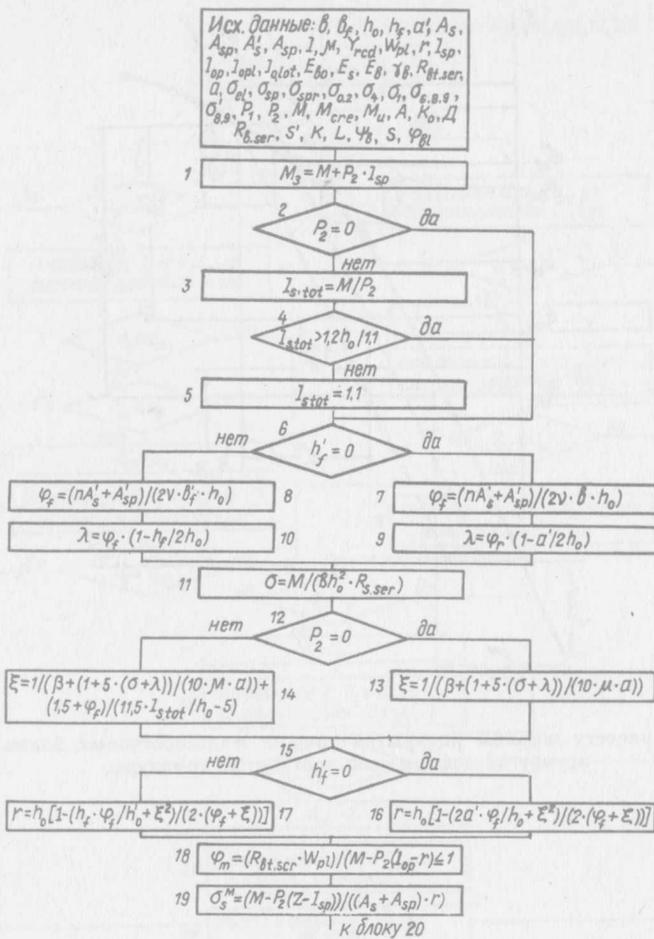
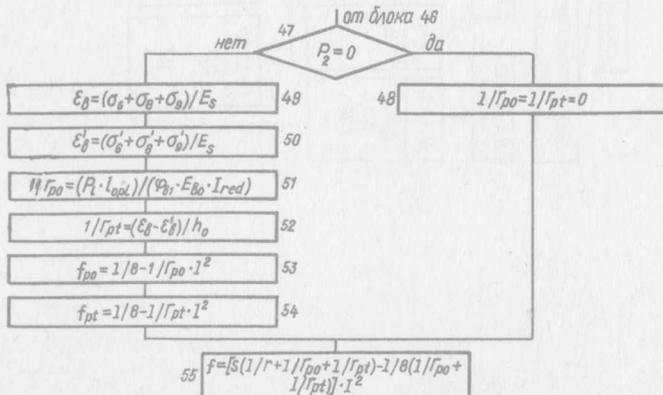
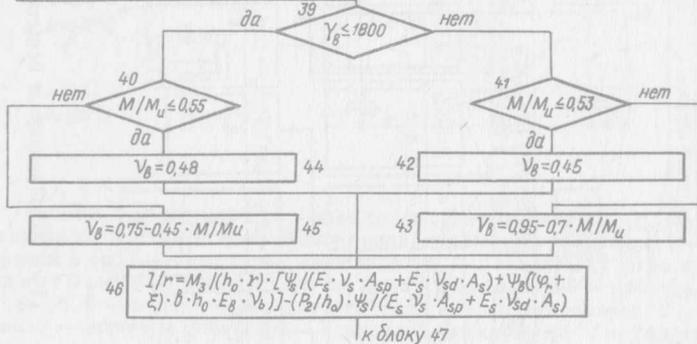
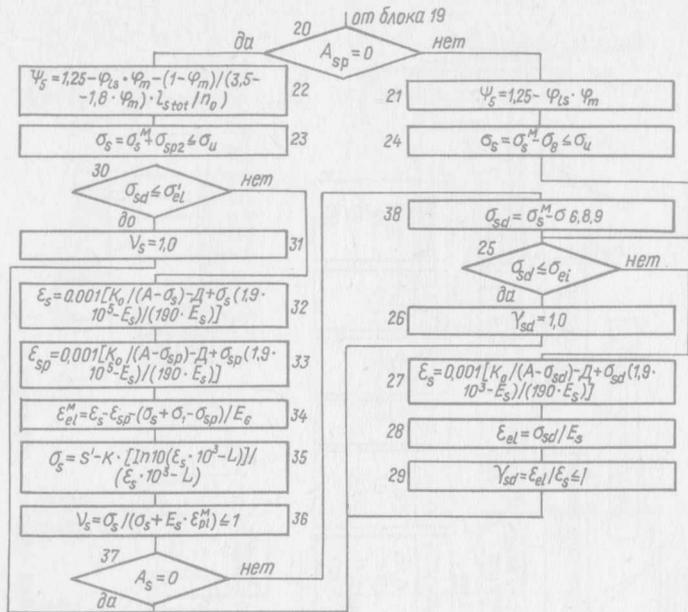


Рис. 36. Блок-схема расчета выгибов и прогибов железобетонных балок со смешанным армированием из тяжелого бетона и кампоритобетона.



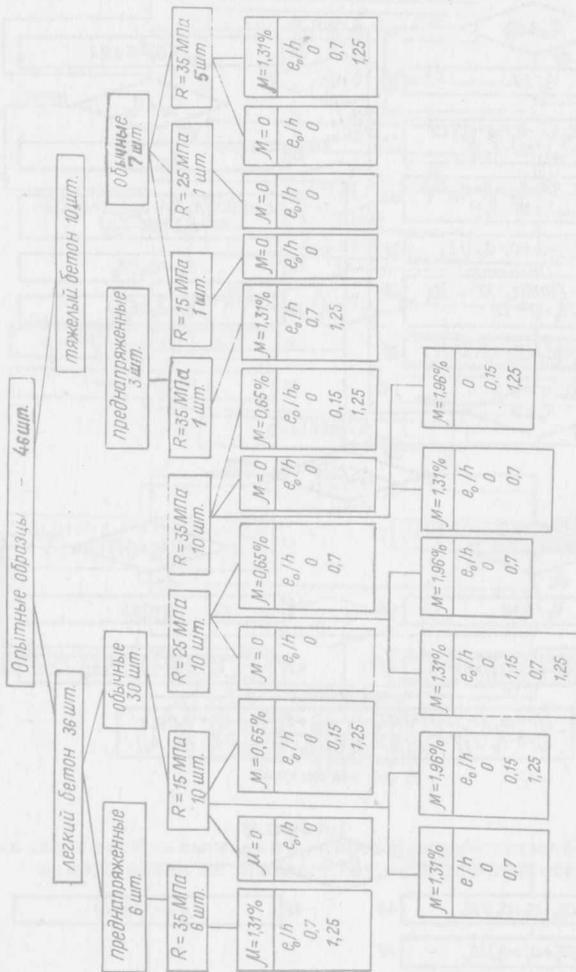


Рис. 37. Программа испытаний опытных образцов.

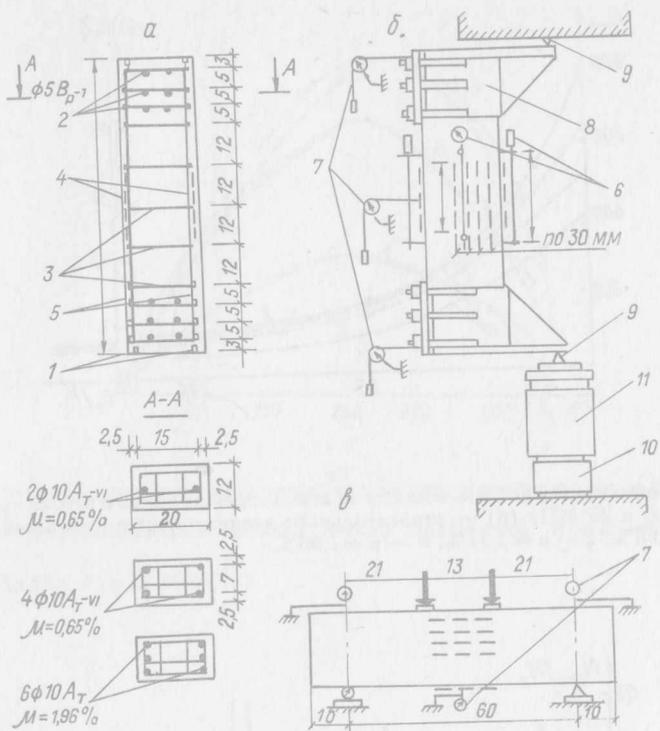


Рис. 38. Конструкция образцов (а) и схемы испытаний (б, в):

1 — анкера по концам стержней для преднапряженных элементов; 2 — сварные стыки с шагом 5 см; 3 — замкнутые хомуты $\phi 5B - 1$ с шагом 12 см (в изгибаемых элементах шаг 6 см); 4 — тензодатчики на арматуре и бетоне; 5 — рабочая арматура АТ — VI $\phi 10$; 6 — индикаторы часового типа; 7 — прогибомеры; 8 — стальные оголовники; 9 — ножовые упоры; 10 — кольцевой динамометр; 11 — гидравлический домкрат.

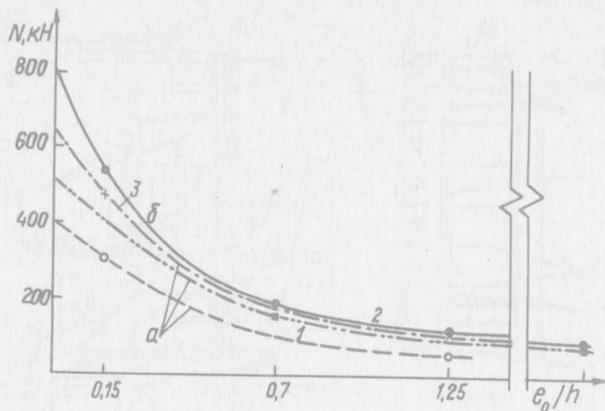


Рис. 39. Зависимость несущей способности опытных стоек из легкого бетона прочностью 15 МПа (а) и 25 МПа (б) от относительного эксцентриситета внешней силы: 1 — $\mu=0,65\%$; 2 — $\mu=1,31\%$; 3 — $\mu=1,96\%$.

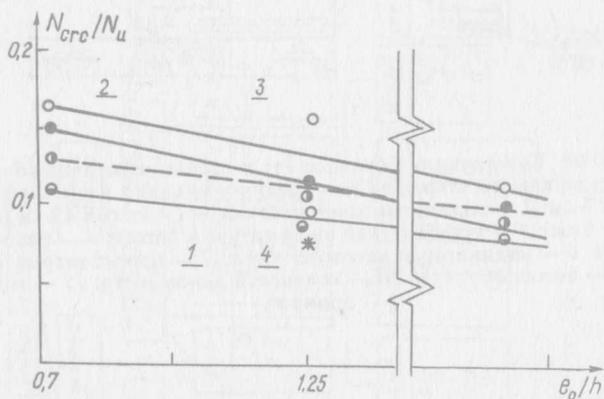


Рис. 40. Зависимость относительного уровня трещинообразования от относительного эксцентриситета внешней силы для опытных образцов из легкого (1—3) и тяжелого (4) бетона с $\mu=0,131\%$:

1 — $\bar{R}=15$ МПа; 2 — $\bar{R}=25$ МПа; 3, 4 — $\bar{R}=35$ МПа.

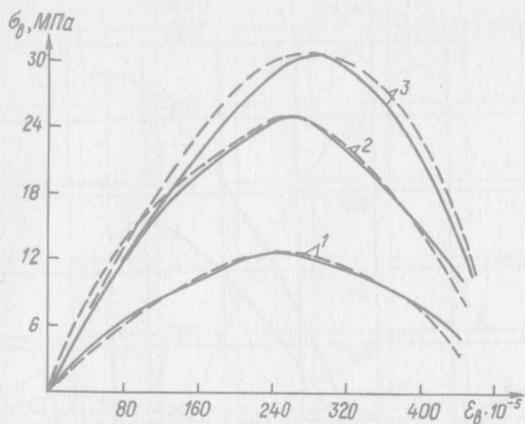


Рис. 41. Опытные (прямая линия) и теоретические (пунктир) по формуле ЕКБ — ФИП диаграммы деформирования легкого бетона прочностью $\bar{R} = \bar{R}_1 = 15$ МПа (1); $\bar{R}_2 = 25$ МПа (2); $\bar{R}_3 = 35$ МПа (3).

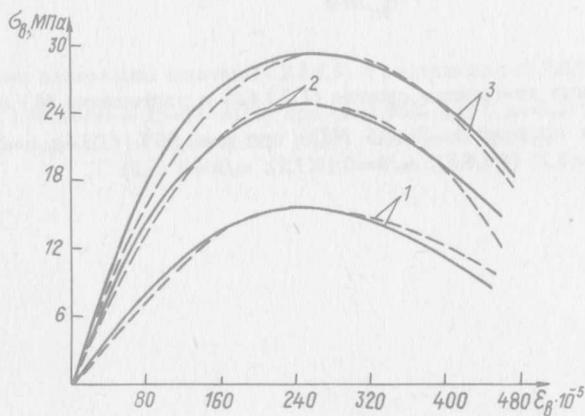


Рис. 42. Опытные (прямая линия) и теоретические (пунктир) по формуле ЕКБ — ФИП диаграммы деформирования тяжелого бетона прочностью $\bar{R}_1 = 15$ МПа (1); $\bar{R}_2 = 25$ МПа (2); $\bar{R}_3 = 35$ МПа (3).

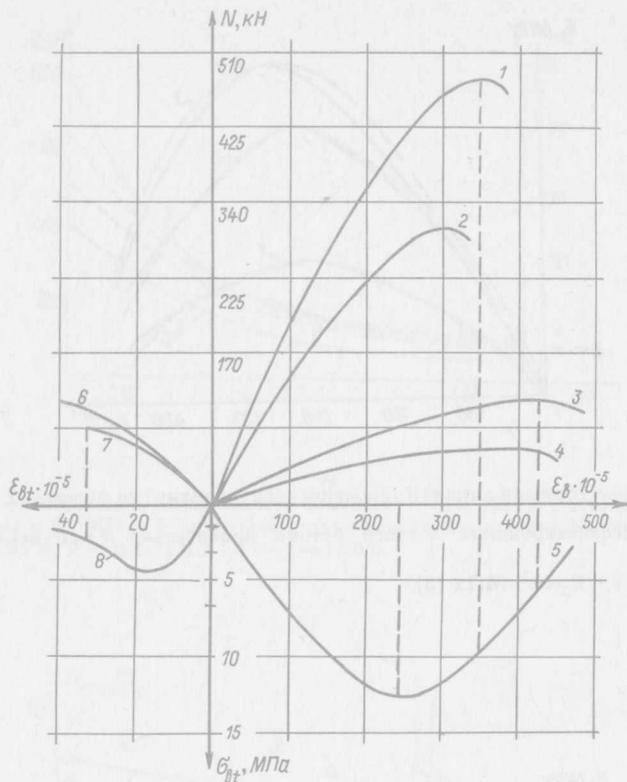


Рис. 43. Опытные диаграммы сжатия (1,2,3,4,5) и растяжения (6,7,8) образцов из легкого бетона прочностью $\bar{R}=15$ МПа при $\mu=1,96\%$ (1,3,6); $\mu=0,65\%$ (2,4,7); $\mu=0$ (5,8); $e_0/h=1,25$ (3,4,6,7); $e_0/h=0,15$ (1,2); $e_0/h=0$ (5,8).

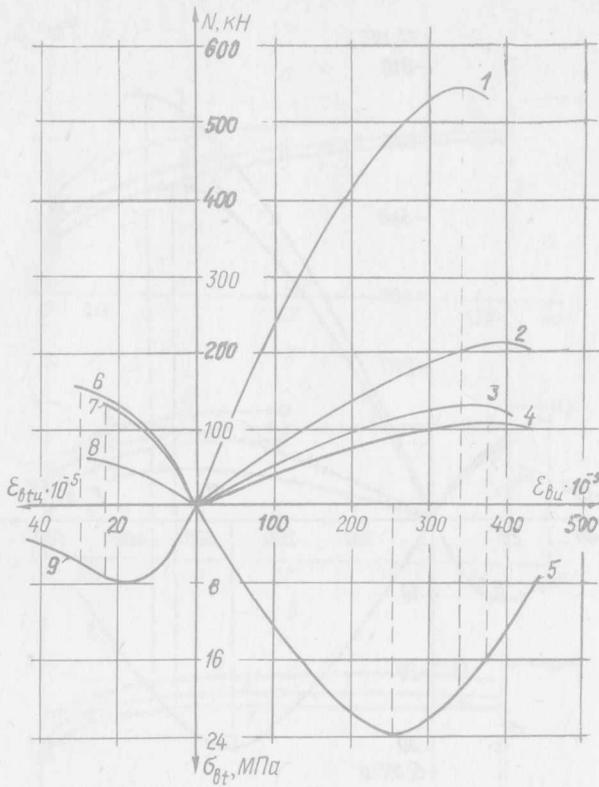


Рис. 44. Опытные диаграммы сжатия (1,2,3,4,5) и растяжения (6,7,8,9) образцов из легкого бетона прочностью $\bar{R}=25$ МПа при $\mu=1,96\%$ (2,6); $\mu=1,31\%$ (1,4,8); $\mu=0,65\%$ (3,7); $\mu=0$ (5,9); $e_0/h=1,25$ (4,8); $e_0/h=0,7$ (2,3,6,7); $e_0/h=0,15$ (1); $e_0/h=0$ (5,9).

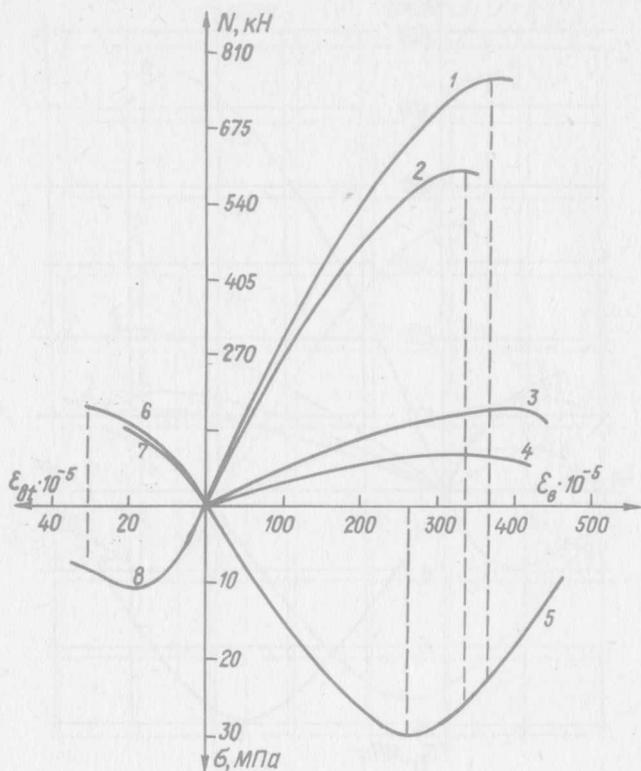


Рис. 45. Опытные диаграммы сжатия (1,2,3,4,5) и растяжения (6,7,8) опытных образцов из легкого бетона прочностью $\bar{R}=35$ МПа при $\mu=1,96\%$ (1,3,6); $\mu=0,65\%$ (2,4,7); $\mu=0$ (5,8); $e_0/h=0,15$ (1,2); $e_0/h=1,25$ (3,4,6,7); $e_0/h=0$ (5,8).

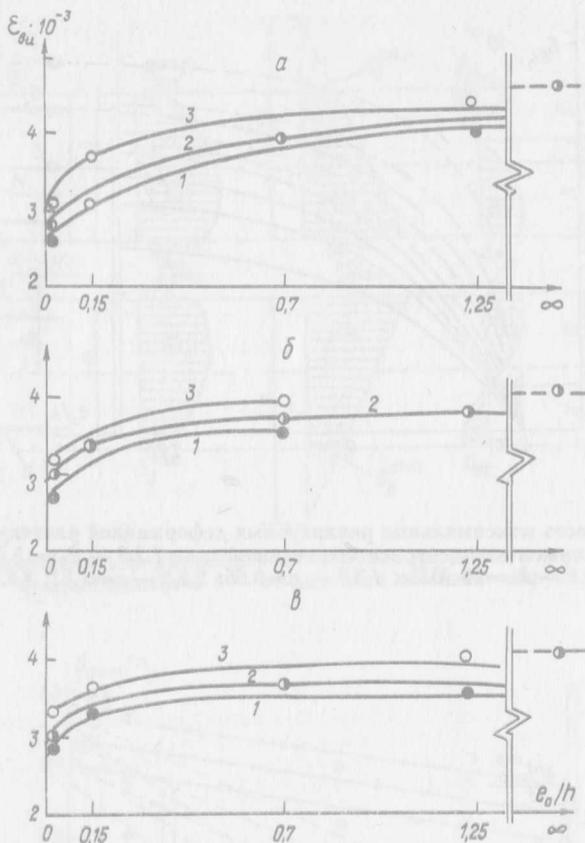


Рис. 46. Зависимость предельной сжимаемости легких бетонов прочностью 15(а); 25(б); 35(в) МПа от относительного эксцентриситета внешней силы при $\mu=0,65\%$ (1); $\mu=1,31\%$ (2); $\mu=1,96\%$ (3).

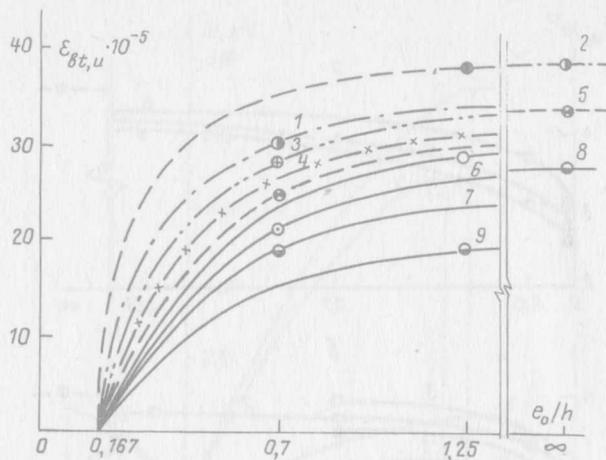


Рис. 47. Зависимость максимальных реализуемых деформаций растянутого легкого бетона от относительного эксцентриситета внешней силы 1,2,3 — $R_b=15$ МПа; 4,5,6 — $R_b=25$ МПа; 7,8,9 — $R_b=35$ МПа; 1,4,7 — $\mu=0,65$; 2,5,8 — $\mu=1,31$; 3,6,9 — $\mu=1,96$.

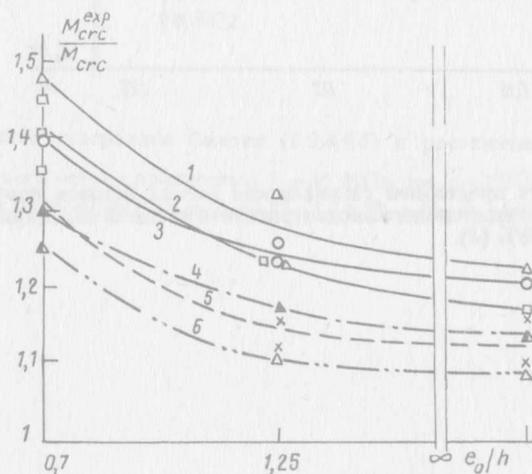


Рис. 48. Зависимость отношения опытных моментов трещинообразования к теоретическим от относительного эксцентриситета внешней силы для элементов из легкого бетона (1—3) прочностью $R=15,25,35$ МПа, тяжелого бетона $\bar{R}=35$ МПа (4), преднапряженных элементов из легкого (5) и тяжелого бетона (6).

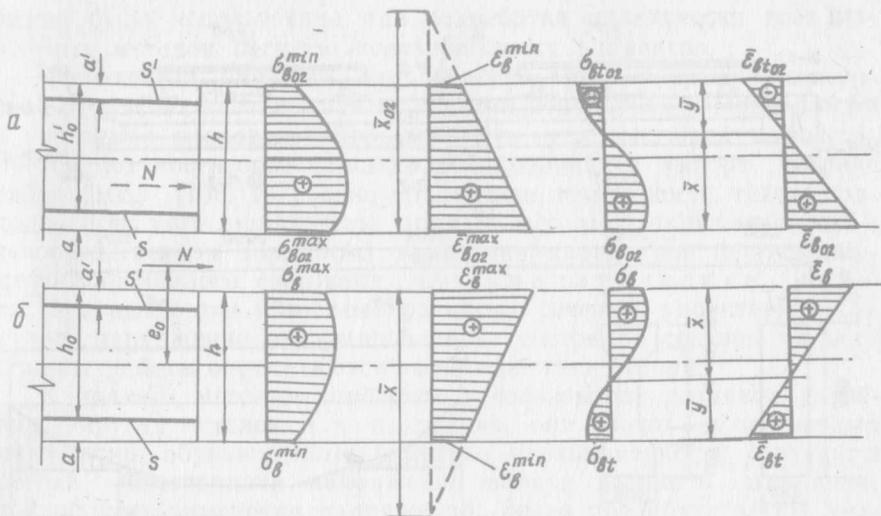


Рис. 49. Напряженно-деформированное состояние элемента: а — от действия усилий преднапряжения; б — от действия внешней нагрузки N .

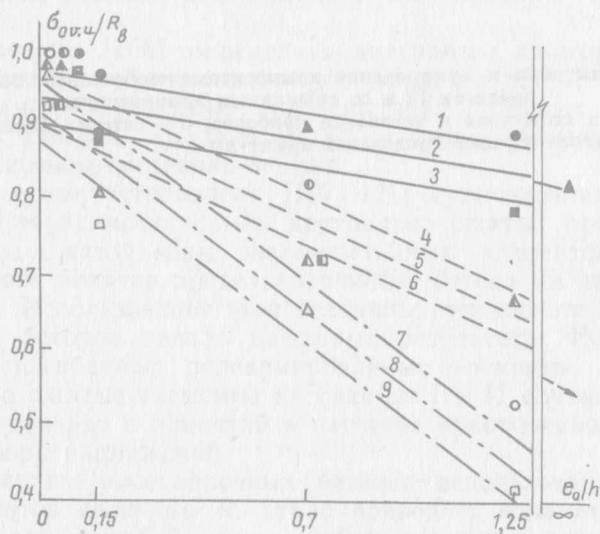


Рис. 50. Зависимость относительного уровня напряжений в бетоне на нисходящей ветви диаграммы: $\sigma_{\sigma} - \epsilon_{\sigma}$ от относительного эксцентриситета внешней силы:

1—3 — $\bar{R}_1 = 35$ МПа; 4—6 — $\bar{R}_2 = 25$ МПа; 7—9 — $\bar{R}_1 = 15$ МПа; 1,4,7 — $\mu = 0,65$; 2,5,8 — $\mu = 1,31$; 3,6,9 — $\mu = 1,96$.

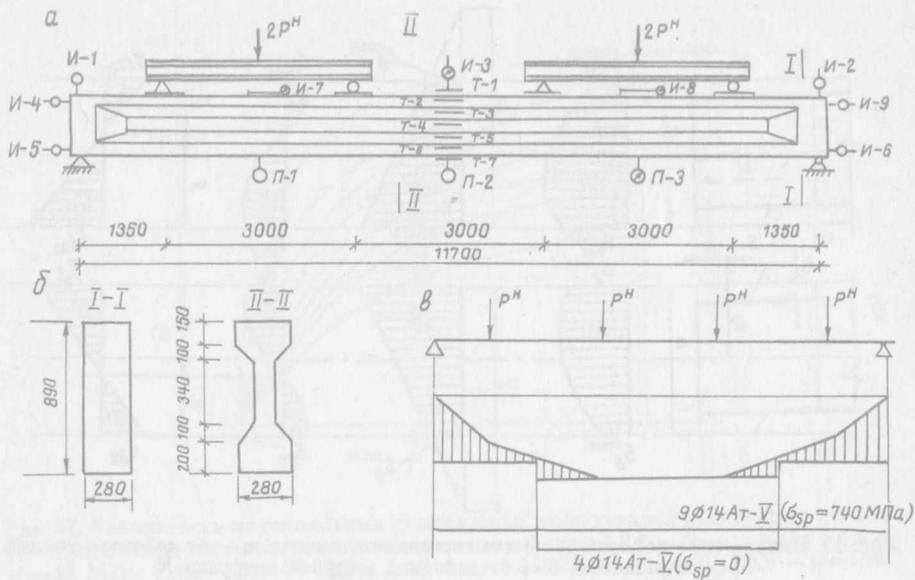


Рис. 51. Испытания и армирование кампоритожелезобетонных балок покрытия пролетом 12 м со смешанным армированием:
 а — схема испытания и установки приборов; б — сечения балки; в — эпюры моментов и места обрывов продольной арматуры.

жение было использовано при разработке практически всех известных методов расчета железобетонных элементов.

Необходимо отметить, что введение тех или иных зависимостей $\sigma_b - \epsilon_b$, полученных при испытании центрально сжатых призм, в уравнения равновесия большеинством исследователей осуществляется без достаточного строгого обоснования ее выбора. В ряде работ [105], [108, 137] дано объяснение возможности такого подхода, при этом привлечены прямые методы, заключающиеся в непосредственном (опытном) измерении параметров напряженно-деформированного состояния, или аналитические методы, которыми при известных размерах сечения, характеристиках стали, напряженно-деформированного состояния сечения на всех стадиях работы определяются характеристики бетона.

К прямым методам относится использование датчиков давления, упругих вставок и т. д., однако они имеют существенные недостатки, обусловленные неучетом неравномерности структуры бетона, концентраций напряжений вблизи датчиков, ограниченной области изменения напряжений. Более предпочтительны аналитические методы, лишенные отмеченных недостатков.

Показано [106, 108, 205], что разница между напряжениями в волокнах центрально сжатых призм и сжатой зоны изгибаемых элементов при равных деформациях, как правило, не превышает 10%.

Рекомендовано [106] определять диаграммы сжатого бетона по данным испытаний однопролетных балок на изгиб; сравнение с диаграммами, полученными при испытании бетонных призм на центральное сжатие, показало их относительно близкую сходимость, расхождение составило 8—10%.

В то же время установлена [107, 121] существенная разница в характере зависимости $\sigma_b - \epsilon_b$ центрально сжатых призм и волокон бетона сжатой зоны железобетонных элементов. Еще в 1936 г. введено понятие предела прочности бетона на сжатие при изгибе (R_u). Использование этой величины при расчете элементов из обычных бетонов давало надежные результаты. Исключение составляли изгибаемые перearмированные элементы, а также внецентренно сжатые элементы на границе I и II случая расчета. Отмеченное связано с принятой в расчетах «укороченной» прямоугольной эпюры напряжений.

С появлением высокопрочных бетонов использование в расчетах элементов величины R_u стало приводить к заметной переоценке несущей способности при любых значениях относительной высоты сжатой зоны. Поэтому в СНиП П-21-75 было оставлено только значение R_b . В этих случаях, когда использование в расчете величины R_b . В тех случаях, когда использование в расчете величины R_b приводило к переоценке несущей способности, применение величины R_b в сочетании с расчетной прямоугольной эпюрой напряжений вместо действительной криволинейной позволило

ликвидировать этот недостаток. В остальных случаях применение величины R_b шло в запас.

Одна из основных причин различия диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$ при центральном сжатии и изгибе заключается в различной скорости деформирования волокон бетона, или перепаде деформаций соседних волокон бетона. Чем больше этот градиент, тем больше напряжение в i -м волокне бетона будет отличаться от напряжений при осевом сжатии призм. Впервые этот эффект описан в работе [177] и установлено, что в большинстве случаев превышение опытного разрушающего усилия над расчетным (определенным без учета влияния градиента деформаций) возрастает с увеличением продольной деформации бетона при постоянном значении относительной высоты сжатой зоны сечения или с ее уменьшением при постоянном значении предельной деформации бетона.

Таким образом, диаграммы деформирования бетона $\sigma_b - \varepsilon_b$, полученные при центральном нагружении бетонных призм, отличаются от аналогичных диаграмм в сжатой зоне внецентренно сжатых и изгибаемых железобетонных элементов. Не слишком значительные различия в характере диаграмм позволяют рекомендовать для приближенных методов расчета использование диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ центрально сжатых призм. Такой подход в отличие от нормативных методов помогает точнее оценивать напряженно-деформированное состояние, несущую способность, жесткость и трещиностойкость железобетонных элементов. Вместе с тем при создании более совершенных методов расчета необходимо располагать методикой трансформации диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$ в зависимости от градиента деформаций и предварительного напряжения.

5.4.2. Способы трансформации диаграмм деформирования бетона в зависимости от градиента деформаций и влияния преднапряжения

Диаграмма деформирования бетона (особенно нисходящего участка) зависит от скорости деформирования. В связи с этим каждое волокно бетона железобетонного элемента деформируется по собственному закону $\sigma_b - \varepsilon_b$ в зависимости от градиента деформаций, т. е. расстояния этого волокна до нейтральной оси, значения его деформации, высоты сечения элемента.

Трансформация диаграммы осуществляется умножением значений сопротивления бетона R и деформации ε_R на коэффициенты K_R и K_ε . Значения этих коэффициентов могут быть получены путем сопоставления результатов расчета железобетонных элементов (без учета трансформации) с опытными данными.

Рекомендуются [208] следующие формулы для определения коэффициентов K_R и K_ε :

$$K_R = \frac{\varepsilon_R - 0,5}{5,4} \cdot (1,12 - \xi), \quad (5.27)$$

где ε_R — показатель в ‰.

Значения относительной высоты сжатой зоны получают из расчета с обычными (нетрансформированными) диаграммами деформирования бетона.

Данные формулы получены для элементов из тяжелого бетона, однако, как показали проведенные нами опыты, они могут быть с высокой степенью точности использованы при расчете внецентренно сжатых стоек из легкого бетона с пористыми заполнителями из лессовидных суглинков.

Необходимо отметить, что в качестве исходной диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$, подвергнутой трансформации в наших дальнейших исследованиях, использована зависимость между напряжениями и деформациями, полученная по результатам испытаний центрально сжатых железобетонных колонн с высокопрочной сталью (см. 5.3), т. е. уже подвергнутая начальной трансформации.

Следует отметить, что рассматривались [208] элементы без предварительного напряжения. В преднапряженных конструкциях бетон еще до приложения внешней нагрузки испытывает воздействие предварительных сжимающих или растягивающих напряжений. Такое предварительное напряженное состояние существенно изменяет свойства бетона и вид диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$. При неравномерном предварительном напряжении в каждом волокне бетона возникает собственное напряженно-деформируемое состояние, характеризуемое переменным по высоте сечения уровнем преднапряжения $\gamma_{bt} = \sigma_{opt} / R_b$ или $\gamma_{bpt} = \sigma_{opt} / R_{bt}$. Степень изменения диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$, вызванного предварительным напряжением бетона, существенно зависит от уровня $\gamma_b (\gamma_{bt})$, т. е. в каждом волокне бетона железобетонного элемента диаграмма изменяется (трансформируется) по-разному.

В бетоне железобетонных конструкций в общем случае может реализовываться один из четырех случаев напряженно-деформированного состояния, вызванного начальными (предварительными) и последующими эксплуатационными силовыми воздействиями: сжатие — сжатие; сжатие — растяжение; растяжение — сжатие; растяжение — растяжение. Для учета этого явления предлагается корректировать параметры диаграммы деформирования бетона (R и ε_R), умножая их на соответствующие коэффициенты γ_R и γ_ε .

Методика учета влияния предварительных нагружений на диаграмму $\sigma_b - \varepsilon_b$ подробно изложена в работе [172]. Следует отметить, что рекомендуемые коэффициенты трансформации в этой и других работах получены по результатам испытания предварительно нагруженных бетонных призм на центральное сжатие, т. е. без учета градиента деформаций. Поэтому при определении нап-

ряженно-деформированного состояния железобетонных элементов нужно пользоваться трансформированными в зависимости от градиента деформаций и влияния преднапряжения диаграммами $\sigma_b - \varepsilon_b$.

Таким образом, при расчете преднапряженных железобетонных элементов необходимо дважды трансформировать диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ в зависимости от влияния преднапряжения и градиента деформации. Учитывая, что в процессе трансформации будут уточняться напряжения в различных волокнах бетона, вызванные предварительным напряжением, расчет трансформации будет носить итерационный характер, заканчивающийся при достижении заданной сходимости.

Использование в расчетах трансформированных диаграмм деформирования бетона, как показано ниже, обеспечивает хорошую сходимость опытных и теоретических данных.

5.4.3. Итерационная методика определения напряженно-деформированного состояния элементов от действия усилий предварительного напряжения на основе дважды трансформированных диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$

Определение напряженно-деформированного состояния от действия предварительных усилий основывается на следующих предположениях (рис. 49, а):

напряжения $\sigma_{b(bt)}$ и деформации $\varepsilon_{b(bt)}$ каждого отдельного волокна бетона на высоте сжатой \bar{x}_{or} или растянутой \bar{y}_{or} зон изменяются по закону деформирования трансформированных диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$ в зависимости от уровня преднапряжения и градиента деформаций, при этом напряжения могут изменяться от нуля до $K_R \gamma_R \cdot R (K_{Rtb} \gamma_{Rtb} \cdot R_{bt})$ и деформации от нуля до значений, больших $K_{\varepsilon b} \gamma_{\varepsilon b} \varepsilon_{bR} (K_{\varepsilon bt} \gamma_{\varepsilon bt} \varepsilon_{bRt})$, где γ_R , γ_{Rt} , γ_{ε} и $\gamma_{\varepsilon t}$ — коэффициенты условий работы, учитывающие изменения свойств бетона при предварительном напряжении, принимаемые по [172];

в качестве исходной принимается диаграмма деформирования бетона, рекомендованная ЕКБ-ФИП, которая в данном случае принимает вид

$$\frac{\sigma}{K_R \gamma_R \cdot R} = \frac{K_b \left(\frac{\varepsilon}{K_{\varepsilon} \gamma_{\varepsilon} \varepsilon_R} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{K_{\varepsilon} \gamma_{\varepsilon} \varepsilon_R} \right)^2}{1 - (K_b - 2) \left(\frac{\varepsilon}{K_{\varepsilon} \gamma_{\varepsilon} \varepsilon_R} \right)}; \quad (5.28)$$

диаграмма (5.28) будет справедливой для сжатых и для растянутых волокон;

сечения при деформировании остаются плоскими, т. е. принимается справедливой гипотеза плоских сечений.

В общем виде уравнения равновесия элемента по нормальным сечениям при воздействии усилий предварительного напряжения

могут быть представлены следующими интегральными выражениями:

$$b \int_{\bar{x}-h+\bar{y}_{02}}^{\bar{x}_{02}} \sigma_b(x) dx_{02} - b \int_0^{\bar{y}_{02}} \sigma_{bt}(y) dy_{02} - A_s \sigma_{sp} - A'_s \sigma'_{sp} = 0, \quad (5.29)$$

$$b \int_{\bar{x}-h+\bar{y}_{02}}^{\bar{x}_{02}} \sigma_b(x) (h - \bar{x}_{02} + x_{02}) dx_{02} - b \int_0^{\bar{y}_{02}} \sigma_{bt}(y) (\bar{y}_{02} - y_{02}) dy_{02} - A'_s \sigma_{sp} \times (h - a) - A'_s \sigma'_{sp}(a) = 0. \quad (5.30)$$

Воспользовавшись гипотезой плоских сечений, составим дополнительные уравнения

$$\bar{y}_{02} = h - \bar{x}_{02} \geq 0, \quad (5.31)$$

$$\frac{\bar{\varepsilon}_b(x)}{\bar{x}_{02}} = \frac{\bar{\varepsilon}_{bt}(t)}{y_{02}} = \text{const}, \quad (5.32)$$

$$\varepsilon_b = \bar{\varepsilon}_b \cdot x_{02} / \bar{x}_{02}, \quad (5.33)$$

$$\varepsilon_{bt} = \bar{\varepsilon}_{bt} \cdot y_{02} / \bar{y}_{02}, \quad (5.34)$$

где $\bar{\varepsilon}_{b(bt)}$ — деформация крайнего сжатого (растянутого) волокна бетона; x_{02} и y_{02} — текущие значения высоты сжатой и растянутой зон сечения.

Вначале система уравнений (5.29) — (5.34) решается с учетом исходных (нетрансформированных) диаграмм деформирования бетона ($K_R = 1$; $K_s = 1$; $\gamma_R = 1$; $\gamma_s = 1$). Для решения систем нелинейных уравнений применяется метод Ньютона. В результате решения системы (5.29) — (5.34) получаем \bar{x}_{02} , \bar{y}_{02} , $\bar{\varepsilon}_b$, $\bar{\varepsilon}_{bt}$.

Производится трансформация диаграммы деформирования бетона в зависимости от градиента деформаций (первая) по методике, описанной в 5.4.2. Новая зависимость $\sigma_b - \varepsilon_b$ справедлива для всех волокон.

После этого вновь решается система уравнений (5.29) — (5.34). Это позволяет получить эпюру напряжений в бетоне, на основании которой определяются уровни предварительного напряжения каждого волокна бетона $\gamma_{i,02} = \sigma_{b,02} R_b$, $\gamma_{i,02t} = \sigma_{bt,02} R_{bt}$. После этого по методике [172] для каждого волокна бетона определяются коэффициенты γ_{Ri} и $\gamma_{\varepsilon i}$. Таким образом производится трансформация диаграммы деформирования бетона в зависимости от влияния предварительного напряжения (вторая). Новая связь $\sigma_b - \varepsilon_b$ будет неодинаковой для разных волокон бетона.

Затем вновь решается система уравнений (5.29) — (5.34), в результате чего уточняется эпюра напряжений в бетоне. Далее трансформируется диаграмма деформирования $\sigma_b - \varepsilon_b$ в зависи-

Мости от изменившегося градиента деформаций, решается система уравнений (5.29) — (5.34) и на основании новой эпюры напряжений производится трансформация диаграммы в зависимости от влияния предварительного напряжения. Процесс продолжается до достижения заданной точности, т. е. до выполнения условия

$$\left| \bar{\varepsilon}_{bj} - \bar{\varepsilon}_b (j-1) \right| / \bar{\varepsilon}_{bj} \ll \alpha. \quad (5.35)$$

где α (в наших исследованиях) задано равным 0,01.

После определения окончательной эпюры напряжений в бетоне, вызванных усилиями предварительного напряжения вычисляются кривизна и выгиб от неравномерного обжатия сечений по формулам:

$$x_b = (\bar{\varepsilon}_b + \bar{\varepsilon}_{bt}) / h, \quad (5.36)$$

$$f_b = x_b e^2 \rho_m, \quad (5.37)$$

где ρ_m — коэффициент, зависящий от опорных устройств и схемы загрузки элемента.

Подробный алгоритм и блок-схема определения напряженно-деформированного состояния от действия предварительного напряжения входят составной частью (модуль 2) в общую программу расчета железобетонных элементов, базирующуюся на учете трансформированных диаграмм деформирования бетона $\sigma_b - \varepsilon_b$ и фактических диаграмм деформирования стальной арматуры $\sigma_s - \varepsilon_s$.

5.4.4. Шагово-итерационный метод расчета прочности и трещиностойкости железобетонных стоек с учетом дважды трансформированных диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$ и фактических диаграмм $\sigma_s - \varepsilon_s$

Особенности предлагаемого метода расчета заключаются в следующем. Расчет ведется с помощью дважды трансформированных в зависимости от градиента деформаций и влияния преднапряжения диаграмм деформирования бетона. Трансформации подвергаются диаграммы деформирования бетона при сжатии $\sigma_b - \varepsilon_b$ и растяжении $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$. Таким образом, с единых позиций определяется прочность и трещиностойкость железобетонного элемента. Аналитическая диаграмма деформирования высокопрочной стали и ее изменения, вызванные предварительным напряжением, принимаются в соответствии с методикой [181]. На всех стадиях работы сечения сохраняются плоскими, т. е. принимается справедливой гипотеза плоских сечений. Нейтральные оси эпюр деформации и напряжений совпадают. Это справедливо при кратковременном нагружении, так как в этом случае не успевает проявиться неравновесный характер деформирования и при длительном нагружении для элементов, в которых жесткости сжатой и растянутой зон меняются синхронно (рис. 49, б).

Перед началом расчета определяются параметры диаграмм деформирования высокопрочной арматуры и их изменения в результате предварительного напряжения. Алгоритм программы расчета, составленный на основе методики [181], выделен в модуль 1 общей программы расчета железобетонных элементов.

Задается начальное значение внешнего усилия N_1 , заведомо меньше разрушающего. Каждое последующее значение усилия на новом этапе расчета определяется из выражения

$$N_K = N_{K-1} + \Delta N, \quad (5.38)$$

где $k=1, 2, 3, \dots, n$ — номер силы N .

При монотонном нагружении элемента расчеты ведутся в две стадии. Первая стадия — работа элемента без трещин в растянутой зоне. Поскольку сечение остается сплошным, деформации крайних волокон можно описать посредством друг друга и $\bar{x}(\bar{y})$:

$$\bar{\varepsilon}_b = \bar{\varepsilon}_{bt} \frac{\bar{x}}{\bar{y}} \quad \text{или} \quad \bar{\varepsilon}_b = \varepsilon_{bt} \bar{x} (h - \bar{x}), \quad (5.39)$$

Предельным состоянием в первой стадии работы является состояние в момент трещинообразования, при котором деформации крайнего растянутого волокна равны $\bar{\varepsilon}_{bt} = \varepsilon_{btu}$ ($\varepsilon_{btu} > K_s \cdot \gamma_s \cdot \varepsilon_{btR}$), а напряженне $\bar{\sigma}_{bt} = \sigma_{btu}$ ($\sigma_{btu} < K_R \cdot \gamma_R \cdot R_{bt}$).

В момент трещинообразования функции $M = M(\bar{\varepsilon}_{bt})$ достигает максимума при значении деформации $\bar{\varepsilon}_{bt} = \varepsilon_{btu}$, что описывается следующим образом:

$$dM d\bar{\varepsilon}_{bt} = 0. \quad (5.40)$$

Подробно алгоритм и блок-схема расчета элемента в первой стадии работы выделены в модуль 3 общей программы расчета.

Вторая стадия работы характеризуется появлением трещин. Деформация крайнего растянутого волокна над трещиной принимается равной $K_s \cdot \gamma_s \cdot \varepsilon_{bt}$, т. е. реализуется нисходящая ветвь трансформированной диаграммы $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$. Предельное состояние второй стадии работы — начало разрушения, при котором деформации крайнего сжатого волокна достигают величины $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu} \times (\varepsilon_{bu} > K_s \cdot \varepsilon_b \cdot \gamma_s)$, а напряжения $\bar{\sigma}_b = \sigma_{bu}$ ($\sigma_{bu} < K_R \cdot \gamma_R \cdot R_b$).

При разрушении функции $M = M(\varepsilon_b)$ достигает максимума при значении деформации $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu}$, т. е.

$$dM d\varepsilon_b = 0. \quad (5.41)$$

Алгоритм расчета железобетонных элементов во второй стадии вошел составной частью в общую программу расчета и выделен в модуль 4.

После начала разрушения элемент продолжает деформиро-

ваться при снижающем внешнем усилии, т. е. проявляется нисходящая ветвь диаграммы $N-\bar{\varepsilon}_b$ или $N-\eta$.

В общем виде система уравнений статики записывается как

$$N_k - b \int_{\bar{x}-h+\bar{y}}^{\bar{x}} \sigma_b(x) dx + b \int_0^{\bar{y}} \sigma_{bt}(y) dy + A_s \sigma_s - A'_s \sigma'_s = 0, \quad (5.42)$$

$$N_k(e_0 + h/2) - b \int_{\bar{x}-h+\bar{y}}^{\bar{x}} \sigma_b(x) (h - \bar{x} + x) dx + b \int_0^{\bar{y}} \sigma_{bt}(y) dy (\bar{y} - y) + A_s \sigma_s a - A'_s \sigma'_s (h - a') = 0. \quad (5.43)$$

Функции $\sigma_b(x)$ и $\sigma_{bt}(y)$ выражаются при помощи зависимости (5.28). На первом этапе принимается $K_R=1$; $K_s=1$; $\gamma_R=1$; $\gamma_s=1$, т. е. трансформация диаграмм не производится.

В связи с тем, что количество неизвестных превышает количество уравнений, возникла необходимость описать взаимосвязь неизвестных при помощи следующих уравнений:

$$x + y = h, \quad (5.44)$$

$$\varepsilon_b(x)/x = A_0, \quad (5.45)$$

$$\varepsilon_{bt}(y)/y = A_0, \quad (5.46)$$

где A_0 — константа для данного сечения элемента при данном напряженном состоянии.

На основании гипотезы плоских сечений уравнения взаимосвязи деформаций стали с деформациями крайних волокон бетона записываются в виде:

$$\varepsilon_s = \frac{\bar{\varepsilon}_b(\bar{y} - a)}{\bar{x}} = \frac{\bar{\varepsilon}_b(h - \bar{x} - a)}{\bar{x}}, \quad (5.47)$$

$$\bar{\varepsilon}_s = \frac{\bar{\varepsilon}_{bt}(\bar{x} - a')}{\bar{y}} = \frac{\bar{\varepsilon}_b(\bar{x} - a)}{\bar{x}}. \quad (5.48)$$

Решаем систему уравнений (5.42) — (5.48) в предположении упругой работы арматуры, при этом:

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s + \sigma_{sp}, \quad (5.49)$$

$$\sigma'_s = \varepsilon'_s E_s - \sigma'_{sp} \quad (5.50)$$

Если условие $\sigma_s \leq \sigma'_{el}$ (где σ'_{el} — новое значение предела упругости) не выполняется, то расчет повторяется; в этом случае к уравнениям (5.42) — (5.48) прибавляются уравнения, характеризующие связь напряжений и деформаций высокопрочной стали. При наличии преднапряжения сперва определяются деформации ε_{sp} , вызванные усилиями преднапряжения, а затем используется

та же методика [172] для определения напряжения $\bar{\sigma}_s$. В результате решения систем уравнений получаем значения \bar{x} , \bar{y} , $\bar{\varepsilon}_b$, $\bar{\varepsilon}_{bt}$, $\bar{\sigma}_s$, $\bar{\sigma}_s'$.

На каждом этапе нагружения определяется усилие, воспринимаемое растянутой зоной бетона, относительно крайнего сжатого волокна, описываемое как:

$$M_{bt} = P_{bt} (y_{bt} + \bar{x}), \quad (5.51)$$

$$P_{bt} = b \int_0^{\bar{y}} \sigma_{bt}(y) dy, \quad (5.52)$$

$$y_{bt} = \int_0^{\bar{y}} \sigma_{bt}(y) dy \left/ \int_0^{\bar{y}} \sigma_{bt}(y) dy \right. \quad (5.53)$$

Когда функция $M_{bt} - \bar{\varepsilon}_{bt}$ достигает максимума ($dM_{bt}/d\varepsilon_{bt} = 0$), начинается образование трещин.

В зависимости от градиента деформаций и влияния преднапряжений производится трансформация диаграммы деформирования бетона. С этой целью используется эпюра напряжений в бетоне от усилий предварительного напряжения, определенная в модуле 2. В зависимости от уровня и знака начальных (предварительных) напряжений и знака повторных (от внешней нагрузки) напряжений для каждого волокна бетона по методике [172] определяются коэффициенты γ_R и γ_s . Значения коэффициентов K_R и K_s устанавливаются по формулам (5.26) — (5.27).

Вновь решается система уравнений (5.42) — (5.48) совместно с уравнениями, описывающими связь $\sigma_s - \varepsilon_s$ с учетом трансформированных диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$.

После получения новой эпюры напряжений в бетоне производится повторная трансформация диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$ и вновь решается исходная система уравнений, определяются моменты M_{bt} и проверяется образование трещин.

Расчет повторяется до достижения заданной сходимости. При выполнении условия (5.35) задается новое значение усилия по формуле (5.38).

На каждом шаге расчета (при каждом N_n) проверяется условие совместности системы уравнений. Если уравнения несовместны (не имеют решения), то значит достигнуто предельное состояние $N_k = N_n$ без образования в элементе трещин.

Расчет элементов с трещинами в растянутой зоне начинается с определением внешнего усилия N_k . Первое значение силы N принимается больше, чем трещинообразования.

В начале определяется глубина развития трещин по формуле

$$h_{crc} = \bar{y} (1 - \varepsilon_{bt, u} / \bar{\varepsilon}_{bt}), \quad (5.54)$$

где высоту растянутой зоны и деформацию крайнего волокна растянутой зоны ε_{bt} находят по результатам расчета нормального сечения в предположении отсутствия трещины при воздействии силы N_k .

После этого полученное значение h_{crc} вводится в систему уравнений статики, которая в этом случае принимает вид:

$$N_k - b \int_{\bar{x}-h+\bar{y}}^{\bar{x}} \sigma_b(x) dx + b \int_0^{\bar{y}-h_{crc}} \bar{\sigma}_{bt}(y) dy + A_s \sigma_s - A'_s \sigma'_s = 0, \quad (5.55)$$

$$N_k (e_0 + h/2) - b \int_{\bar{x}-h+\bar{y}}^{\bar{x}} \sigma_b(x) (h - \bar{x} + x) dx + b \int_0^{\bar{y}-h_{crc}} \sigma_{bt}(y) (y - \bar{y}) dy + A_s \sigma_s a - A'_s \sigma'_s (h - a') = 0. \quad (5.56)$$

В результате решения системы с исходными диаграммами

$$\bar{\sigma}_b(\bar{\varepsilon}_b) = \varepsilon_b(\bar{\varepsilon}_b), \quad \bar{\sigma}_{bt} = \varepsilon_{bt} \quad (K_R = 1; K_s = 1; \gamma_R = 1; \gamma_s = 1)$$

можно найти новые значения \bar{x} , $\bar{\varepsilon}_b$, \bar{y} , $\bar{\varepsilon}_{bt}$. Итерационный процесс заканчивается при выполнении условия сходимости:

$$\frac{h_{crc, i} - h_{crc, (i-1)}}{h_{crc, j}} \leq \alpha, \quad (5.57)$$

где α — заданный критерий точности расчета. В наших исследованиях $\alpha = 0,001$.

На каждом шаге итерации проверяется условие совместности решения системы уравнений. Если система несовместна, т. е. не имеет решения, элемент считается разрушившимся.

Затем производится трансформация диаграммы деформирования $\bar{\sigma}_b - \bar{\varepsilon}_b$ бетона в зависимости от градиента деформаций и влияния преднапряжения. Методика трансформации диаграмм $\bar{\sigma}_b - \bar{\varepsilon}_b$ описана выше. Вновь решается система уравнений (5.55) и (5.56) с уравнениями связи $\bar{\sigma}_s - \bar{\varepsilon}_s$, получают новые значения \bar{x} , \bar{y} , $\bar{\varepsilon}_b$, $\bar{\varepsilon}_{bt}$. После достижения заданной сходимости итерационный процесс заканчивается, определяется окончательная эпюра напряжений в бетоне, высота трещины \bar{x} .

Далее силе N_k присваивается новое значение и расчет повторяется снова до тех пор, пока система уравнений статики окажется несовместной, т. е. не имеющей решения.

Таким образом, предлагаемая методика расчета позволяет с высокой степенью точности определить напряженно-деформированное состояние нормальных сечений железобетонных элементов на любой стадии работы. Уравнения равновесия внутренних и внешних сил при определении напряженно-деформированного состоя-

ния усилий трещинообразования и разрушающих усилий имеют идентичный вид, что обеспечивает единый подход к оценке прочности и трещиностойкости конструкций.

Введение в уравнение равновесия трансформированных диаграмм повышает точность расчета.

5.4.5. Практические методы определения прочности и трещиностойкости железобетонных стоек.

Приближенный метод расчета прочности нормальных сечений заключается в следующем. Составляются уравнения статики:

$$N_u - b \int_0^{\bar{x}} \sigma_b(x) dx + b \int_0^{\bar{y}} \sigma_{bt}(y) dy + A_s \sigma_s - A'_s \sigma'_s = 0, \quad (5.58)$$

$$N_u \cdot e - b \int_0^{\bar{x}} \sigma_b(x)(h - \bar{x} + x) dx + b \int_0^{\bar{y}} \sigma_{bt}(y)(\bar{y} - y) dy + A_s \sigma_s a - A'_s \sigma'_s (h - a') = 0. \quad (5.59)$$

Уравнения (5.58) и (5.59) решаются при значении деформации крайнего сжатого волокна $\bar{\varepsilon}_b = \varepsilon_{bu}$, определяемой по предложенной формуле (5.2). Зависимости, связывающие деформации волокон бетона по высоте сечения и арматуры с деформацией крайнего сжатого волокна, имеют вид:

$$\bar{\varepsilon}_b = \varepsilon_{bn} \bar{x} / \bar{x}, \quad \bar{\varepsilon}_{bt} = \bar{y} / \bar{x} \cdot \varepsilon_{bu}, \quad (5.60)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{bn} / \bar{x} \cdot [h - \bar{x} - a], \quad (5.61)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{bn} / \bar{x} [\bar{x} - a']. \quad (5.62)$$

При первом расчете напряжения в арматуре принимаются равными $\sigma_s = \varepsilon_s E + \sigma_{sp}$ и $\sigma'_s = \varepsilon'_s E - \sigma_{sp}$. В результате решения системы (5.58) — (5.62) определяются значения N_u и \bar{x} . Затем проверяется условие неупругой работы арматуры: $\sigma_s \leq \sigma_{el}$ (или σ'_{el} — в преднапряженных конструкциях, где оно определяется по методике [181]). Если арматура работает в неупругой стадии, то к уравнениям (5.58) — (5.62) добавляются формулы (4.1—4.10).

После повторного решения системы уравнений определяются новые значения N_u , \bar{x} и проверяется условие

$$\bar{\varepsilon}_{bt} \leq \varepsilon_{btu}, \quad (5.63)$$

где ε_{btu} вычисляется по предложенной формуле (5.6).

Если условие (5.63) не выполняется, т. е. элемент работает с трещинами в растянутой зоне, определяется высота трещины по выражению

$$h_{cre} = \bar{y} \left(1 - \varepsilon_{btu} / \bar{\varepsilon}_{bt} \right) \quad (5.64)$$

Затем расчет повторяется по уравнениям (5.58)—(5.62) с измененными пределами интегрирования по высоте растянутой зоны от нуля до $(\bar{y} - h_{cre})$.

На первом этапе расчета диаграмма деформирования бетона принимается в исходном нетрансформированном виде. После получения на первом этапе значений N_u и \bar{x} производится трансформация диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$, согласно методике, изложенной в 5.4.2.

После этого расчет повторяется с использованием трансформированных диаграмм деформирования бетона. Таким образом, данный метод определения прочности в отличие от шагово-итерационного требует всего 5—7 шагов расчета.

Определение трещиностойкости железобетонных элементов приближенным методом с учетом трансформированных диаграмм деформирования бетона производится аналогично описанному выше расчету прочности. В этом случае на первом этапе уравнения (5.58) и (5.59), в которых вместо N_u записывается N_{cre} , решаются с учетом деформации крайнего растянутого волокна $\bar{\varepsilon}_{bt} = \varepsilon_{bt}$, где ε_{btu} определяется по (5.6), при этом:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{btu} / \bar{y} \cdot (\bar{y} - a), \quad (5.65)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{btu} / \bar{y} \cdot (h - \bar{y} - a), \quad (5.66)$$

$$\bar{\varepsilon}_b = \varepsilon_{btu} \cdot \bar{x} / \bar{y}. \quad (5.67)$$

После проверки упругой работы арматуры и повторного решения системы уравнений проверяется условие

$$\bar{\varepsilon}_b \leq \varepsilon_{bu}, \quad (5.68)$$

где ε_{bu} определяется по (5.2).

Если условие (5.68) не выполняется, то значит в элементе вплоть до разрушения трещины не образуются.

При выполнении условия (5.68) производится трансформация диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$, после чего расчет повторяется до получения окончательных значений N_{cre} и \bar{x} . Реализация приближенных методов расчета обеспечивает хорошую сходимость опытных и теоретических значений прочности и трещиностойкости (см. 5.4.7).

5.4.6. Нормирование степени реализации нисходящей ветви диаграммы деформирования бетона при расчете железобетонных стоек

Отмечено [98, 172], что процесс перераспределения усилий после достижения максимального момента сечения продолжается без разрушения элемента лишь до некоторого уровня. При дальнейшем деформировании наблюдается хрупкое разрушение бето-

на, резкий рост прогибов. Поэтому рекомендуется ограничивать реализацию нисходящей ветви диаграммы фиксированным значением деформации $\bar{\varepsilon}_{bu}$.

В новой редакции пособия по расчету статически неопределенных конструкций рекомендуется ограничивать уровень напряжений на нисходящей ветви диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ центрально-сжатых призм величиной $0,85 R_b$.

Известно, что реализация нисходящей ветви диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ в железобетонных элементах зависит от многих факторов. Это подтвердили экспериментальные исследования автора. Наиболее ощутимо степень реализации нисходящей ветви зависит, как показали опыты, от процента армирования μ , относительного эксцентриситета приложения внешней силы e_0/h и прочности бетона R . С учетом указанного поставлена задача найти аналитическую зависимость относительного уровня напряжений в бетоне на нисходящей ветви от этих факторов.

Проведенное нами определение степени реализации диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$ и $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$ учитывало условие $\frac{dN_b(\varepsilon_b)}{d\varepsilon_b} = 0$. По результатам опытов получены значения $\sigma_{ov, u}$ и $\sigma_{ov, ut}$.

Анализ полученных результатов показал, что с ростом относительного эксцентриситета внешней силы e_0/h и процента армирования μ степень реализации нисходящей ветви выше, параметры $\sigma_{ov, u}$ и $\sigma_{ov, ut}$ значительно удаляются от вершин диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$ и $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$. Для получения функциональной зависимости отношения $\sigma_{ov, u} / R$ от основных факторов все значения уровней напряжений в опытах были отклонены на координатной плоскости $\sigma_{ov, u} \left(R - \frac{e_0}{h} \right)$ для элементов разной прочности и процента армирования.

При описании множества точек необходимо было получить по возможности более простую форму аналитической зависимости, но наиболее близко описавшую закономерность изменения уровня напряжений $\frac{\sigma_{ov, u}}{\sigma_u}$ в зависимости от основных факторов.

Для решения данной задачи использован метод выбранных точек, искомая функция принята в виде

$$y = b_0 \varphi_0(x) + b_1 \varphi_1(x) + \dots + b_k \varphi_k(x) \quad (5.69)$$

Сначала получены функциональные зависимости для каждого показателя прочности бетона $\bar{R} = 15, 25, 35$ МПа:

$$\bar{y}_u = 1 - 0,04\mu - 0,072 \cdot e_0/h, \quad (5.70)$$

$$\bar{y}_u = 1 - 0,05\mu - 0,226 \cdot e_0/h, \quad (5.71)$$

$$\bar{y}_n = 1 - 0,06\mu - 0,380 \cdot e_0/h, \quad (5.72)$$

где $y_n = \sigma_{ov, u} / R_b$.

Затем найдена окончательная зависимость уровня напряжений y_n от основных факторов

$$y_n = 1 - 0,05\mu - (0,64 - 0,015\bar{R}) \cdot e_0/h. \quad (5.73)$$

Полученная функция дала довольно высокую сходимость со значениями, полученными в эксперименте, рис. 50. Отклонения не превышали 8—10%. На формулу (5.73) наложено ограничение $\frac{e_0}{h} \leq 1,8$. При больших значениях e_0/h , в том числе при изгибе $e_0/h = 1,8$.

Аналогичным образом получены зависимости изменения уровня напряжений $\sigma_{ov, ut} / R_{bt}$ от μ , e_0/h для разных $\bar{R} = 15, 25, 35$ МПа:

$$y_{nt} = 1,055 - 0,046\mu - 0,164e_0/h, \quad (5.74)$$

$$y_{nt} = 1,095 - 0,046\mu - 0,164e_0/h, \quad (5.75)$$

$$y_{nt} = 1,135 - 0,046\mu - 0,164e_0/h. \quad (5.76)$$

где

$$y_{nt} = \sigma_{ov, ut} / R_{bt}.$$

Если выразить свободный член уравнений (5.74)—(5.76) через прочность бетона \bar{R} , можно получить общую аналитическую зависимость, учитывающую все основные факторы:

$$y_{nt} = 1 + 0,004\bar{R} - 0,046\mu - 0,164e_0/h. \quad (5.77)$$

Эта формула имеет достаточно высокую сходимость с опытными данными, отклонения, как правило, не превышают 6%. На формулу (5.77) наложено ограничение e_0/h . При больших e_0/h , в том числе и изгибе, принимается $e_0/h = 2$.

Следует отметить, что при расчете железобетонных элементов, относящихся к первой категории трещиностойкости, необходимо нормировать значения y_n и y_{nt} . При расчете элементов второй и третьей категории трещиностойкости нормируется только параметр y_n .

5.4.7. Оценка точности предлагаемых методов расчета

По предлагаемым методам расчета с помощью составленных программ на ЭВМ были определены значения прочности и трещиностойкости нормальных сечений изучаемых образцов, затем полученные результаты сравнивались с разрушающими усилиями, зафиксированными в экспериментах. Как показал анализ (табл. 30), наилучшую сходимость с опытом показали результаты, полученные при расчете шагово-итерационным методом с учетом транс-

Сопоставление теоретических значений несущей способности железобетонных элементов, определенных по предлагаемым методам, с полученными в опытах

Шифр опытных образцов	$N_{\text{эxp}}$, кН	Теоретические значения N , кН			Отклонение		
		по предлагаемому методу без учета трансформации $N_{\text{а3}}$	по предлагаемому методу с учетом трансформации $N_{\text{и}}$	по приближенной методике $N_{\text{и2}}$	$\Delta = \frac{N_{\text{эxp}} - N}{N_{\text{эxp}}} \cdot 100\%$		
					Δ_1	Δ_2	Δ_3
Л-15-I-0	400	364,4	394	374	8,9	1,5	6,5
Л-15-II-0	540	491,4	531,4	503	9,0	1,6	6,8
Л-15-III-0	650	590,2	638,9	604	9,2	1,7	7,0
Л-15-I-1	310	179,6	303,8	287,7	9,8	2,0	7,2
Л-15-II-2	146	134,3	141,1	137,1	8,0	1,3	6,2
Л-15-III-1	485	439,9	477,7	449,3	9,3	1,5	6,9
Л-15-I-3	63,5	58,3	62,61	59,5	8,2	1,4	6,1
Л-15-II-4	$M=22,7$	21,09	22,40	21,41	7,1	1,3	5,7
Л-15-III-3	119	109,4	117,1	111,8	8,1	1,6	6,0
Л-25-I-0	690	634,1	679,6	648,3	8,1	1,5	5,9
Л-25-II-0	810	741,1	797,85	769,2	8,5	1,5	6,1
Л-25-III-0	915	830,8	898,5	850,9	9,2	1,8	7,0
Л-25-I-2	143	132,7	141,3	134,9	7,2	1,2	5,5
Л-25-II-1	550	504,9	541,2	516,5	8,2	1,6	6,3
Л-25-II-2	188	174,8	185,5	178,2	7,0	1,3	5,4
Л-25-II-3	116	106,95	114,4	108,8	7,8	1,4	5,8
Л-25-II-4	$M=25,2$	23,5	24,92	23,85	6,8	1,1	5,0
Л-25-III-2	213	198,3	210,4	202,1	6,9	1,2	5,1
Л-35-I-3	75	69,45	74,0	70,8	7,4	1,3	5,3
Л-35-I-0	840	777	829,1	789	7,8	1,3	5,4
Л-35-II-0	1045	945,7	1027,2	969,5	9,5	1,7	7,1
Л-35-III-0	1260	1137,8	1236,1	1151,8	9,7	1,9	7,2
Л-35-I-1	625	571,25	615,6	583,2	8,6	1,5	6,8
Л-35-II-2	219	203,45	215,9	206,40	7,1	1,4	5,7
Л-35-II-4	$M=27,9$	25,95	27,56	26,2	7,0	1,2	5,2
Л-35-III-1	780	709	767,5	719	9,1	1,6	6,8
Л-35-III-3	172	156,5	169,3	159,1	9,0	1,5	6,9
Т-35-II-0	1040	945,4	1024,4	969,2	9,1	1,5	6,8
Т-35-II-2	238	219,5	234,7	220,9	8,2	1,4	6,2
Т-35-II-3	125	116,2	123,4	119,1	7,0	1,3	5,5
Т-35-II-4	$M=28,5$	26,28	28,1	26,75	7,8	1,4	5,7
ЛП-35-II-2	220	211,1	217,8	213,0	4,0	1,0	4,1
ЛП-35-II-2	234	211,1	217,8	213,0	9,8	1,8	7,0
ЛП-35-II-3	134	121,8	131,8	127,3	9,1	1,6	6,7
ЛП-35-II-3	132	121,8	131,8	127,3	7,7	1,2	5,7
ЛП-35-II-4	$M=29,4$	26,78	29,05	27,1	8,9	1,5	6,1
ЛП-35-II-4	$M=29,4$	26,78	29,05	27,1	8,9	1,5	1,1
ТП-35-II-2	215	198,9	212,2	201,3	7,5	1,3	5,4
ТП-35-II-3	126	116,42	124,4	118,9	7,6	1,3	5,3
ТП-35-II-4	$M=28,35$	26,14	27,95	26,61	7,8	1,4	5,5

Примечание. Сумма квадратов отклонений $\sum \Delta_i^2$ 2762,2 90 1688,4

формированных диаграмм деформирования бетона и фактических диаграмм σ_s — ε_s . Отклонения составили 1—3%.

Трансформация диаграмм деформирования бетона повысила точность расчета на 5—7% (сумма квадратов отклонений уменьшилась в 30 раз). Это показало сравнение двух вариантов шагово-итерационного расчета с учетом трансформированных и с учетом исходных диаграмм деформирования бетона (табл. 28). Влияния каких-либо факторов на степень расхождения результатов расчета не отмечено.

Приближенные методы определения прочности и трещиностойкости, не требующие многократного повторения расчета и основывающиеся на тех же предпосылках, что и основной шагово-итерационный метод, также показали достаточно хорошую сходимость с полученными в опытах данными. Расхождения составили 6—7%, при этом сумма квадратов отклонений уменьшилась по сравнению с расчетами по итерационному методу без учета трансформированных диаграмм почти в 2 раза. По сравнению с основным методом расчета, учитывающим трансформированные диаграммы σ_b — ε_b и σ_{bt} — ε_{bt} , приближенные методы показали несколько худшую сходимость (табл. 28).

Анализ отклонений результатов расчета по предлагаемым методам и по методике норм и опытных данных позволили выявить их существенно лучшую сходимость, причем по всему диапазону варьирования основных факторов. Особенно ясно преимущества предложенных методов проявляются при расчете элементов с большими эксцентриситетами внешней силы.

Таким образом, все предложенные методы расчета прочности и трещиностойкости позволяют достоверно оценить эти величины, причем они существенно точнее методики норм.

Выводы

1. Впервые получены экспериментальные данные несущей способности, трещиностойкости и деформативности железобетонных стоек из легкого бетона с пористыми заполнителями из лессовидных суглинков. Проанализировано влияние на их работу относительного эксцентриситета воздействия внешней силы e_0/h , процента армирования μ и прочности бетона R .

2. Прочность внецентренно сжатых железобетонных элементов с пористыми заполнителями с высокопрочной арматурой во всем диапазоне изменения относительного эксцентриситета продольного усилия от нуля до бесконечности (изгиб) не ниже, чем у таких же элементов из тяжелого бетона.

3. В результате эксперимента получены полные с нисходящими ветвями диаграммы деформирования легкого бетона на основе лессовидных суглинков; даны предложения по аналитическому описанию диаграмм, обеспечивающие хорошую сходимость с опытными данными. Опыты показали, что восходящий участок диаг-

раммы деформирования у легкого бетона наклонен к оси абсцисс под меньшим углом, чем у тяжелого, а нисходящий падает более круто.

4. Установлено, что максимальные реализованные деформации крайнего сжатого ϵ_{bu} и растянутого волокна ϵ_{btu} у железобетонного элемента заметно увеличивались с ростом относительного эксцентриситета e_0/h , процента армирования μ и со снижением прочности бетона \bar{R} . Получены корреляционные зависимости ϵ_{bu} и ϵ_{btu} от основных исследованных факторов.

5. Предельная сжимаемость у легкого бетона с пористыми заполнителями из лессовидных суглинков, соответствующая предельным напряжениям, оказалась больше на 7—10%, а максимальные реализованные деформации сжатия на 8—12% больше, чем у тяжелого бетона. Максимальные реализованные деформации растяжения легкого бетона также были больше, чем тяжелого, на 6—8%.

6. Разработаны предложения по совершенствованию расчета прочности железобетонного элемента, позволяющие учитывать действительное напряженно-деформированное состояния при разрушении, фактические напряжения в растянутой и сжатой арматуре, влияние преднапряжения на свойства материалов.

7. Установлено влияние высокопрочной ненапрягаемой арматуры на диаграмму деформирования легкого бетона, даны предложения по корректировке аналитического описания диаграммы $\sigma_b - \epsilon_b$ в зависимости от процента армирования стоек высокопрочной сталью.

8. Даны предложения по расчету прочности железобетонных элементов с высокопрочной ненапрягаемой арматурой, основанные на использовании перераспределения усилий с бетона на арматуру в конце реализованного нисходящего участка диаграммы деформирования бетона. Показано, что использование этих методов обеспечивает лучшую сходимость опытных и теоретических данных, чем расчет по СНиП. Показано, что для повышения эффективности использования высокопрочной ненапрягаемой арматуры в сжатых элементах ее содержание в сечении должно быть ограничено.

9. Разработана упрощенная методика определения усилий трещинообразования, учитывающая влияние продольных сил и действительную эпюру напряжений.

10. Разработана итерационная методика определения напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов от действия усилий предварительного напряжения, основанная на использовании полных дважды трансформированных в зависимости от градиента деформаций и влияния преднапряжения диаграмм деформирования бетона.

11. Разработан шагово-итерационный метод расчета прочности и трещиностойкости железобетонных элементов на основе полных дважды трансформированных диаграмм $\sigma_b - \epsilon_b$ и $\sigma_{bt} - \epsilon_{bt}$, а

также фактических диаграмм $\sigma_s - \varepsilon_s$ для высокопрочной стали; составлен алгоритм и предложена программа расчета на ЭВМ с использованием методов структурного программирования.

12. Предложены приближенные методы расчета прочности и трещиностойкости железобетонных стоек с учетом трансформированных диаграмм деформирования бетона и фактических диаграмм $\sigma_s - \varepsilon$ для высокопрочной стали.

13. Разработана методика нормирования степени реализации нисходящей ветви диаграмм деформирования бетона при расчете железобетонных элементов по прочности и трещиностойкости.

Глава 6. ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ИСПЫТАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ, ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ И ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

6.1. ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ИСПЫТАНИЯ НАТУРНЫХ БАЛОК ПОКРЫТИЯ ПРОЛОТОМ 12 м СО СМЕШАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ ИЗ КАМПОРИТОБЕТОНА И ИХ ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

На заводе ЖБИ-2 Минстроя РУз были изготовлены балки покрытия с параллельными поясами пролетом 12 м со смешанным армированием из кампоритобетона класса В30. Такие балки были спроектированы при участии автора на основе типовой серии 2БП-12-4Ат-V, в которой вся продольная рабочая арматура является полностью преднапряженной. При перепроектировании этих балок было предусмотрено часть продольной высокопрочной рабочей арматуры не подвергать предварительному напряжению с тем, чтобы установить ее обрывы в пролете в соответствии с эпюрой внутренних усилий.

Продольная арматура растянутой зоны выполнена из 13 стержней высокопрочной стали класса Ат-V диаметром 14 мм, из них 9 стержней имели полную длину на весь пролет и подвергались предварительному напряжению $\sigma_{пр} = 740$ МПа. Остальные 4 стержня обрывались в пролете в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (рис. 51). Это позволило сократить расход высокопрочной стали на продольную рабочую арматуру на 18%. Технология изготовления балки покрытия из кампоритобетона со смешанным армированием принята такой же, как типовых балок покрытия из тяжелого бетона. В состав кампоритобетона в объеме 1 м³ включаются: портландцемент — 450 кг, кампоритовый щебень фракции 5—20 мм — 730 кг, песок с модулем крупности $M_k = 2,0$ —500 кг и вода — 210 л.

Прочность кампоритобетона перед отпуском составила 23,0 МПа, а в день испытания кампоритожеlezобетонной балки покрытия — 39,5 МПа.

Для проверки несущей способности, жесткости и трещиностойкости две опытные кампоритобетонные балки покрытия со смешанным армированием были подвергнуты статическим испытаниям. Испытания проводились на силовом стенде завода ЖБИ-2 в соответствии с действующими нормативными документами (ГОСТ 8829-85 и др.). В соответствии с альбомом типового проекта балка испытывалась четыремя сосредоточенными нагрузками (рис. 51). Нагрузка подавалась гидравлическими домкратами и контролировалась тарировочным манометром. Ступени нагружения составляли примерно 10% ожидаемой разрушающей нагрузки, с выдержкой нагрузки на каждой ступени по 10—15 минут.

Деформации балки при изгибе фиксировались прогибомерами с ценой деления 0,01 мм. Местные деформации поверхности сжатой и растянутой зон балки и деформации бетона по высоте сечения определялись механическими тензометрами и индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Испытания показали, что первопричиной разрушения кампоритожелезобетонных балок со смешанным армированием явилось достижение условного предела текучести во всей продольной растянутой арматуре. Контрольная нагрузка по прочности (при $C=1,4$) при таком характере разрушения согласно типовому альбому составляет 608 кН. Разрушение опытных балок произошло

Таблица 31

Средние результаты испытания натуральных кампоритожелезобетонных балок со смешанным армированием пролетом 12 м

Параметр	Единица измерения	Расчетная величина	Спытная величина
Контрольная нагрузка по прочности при $C=1,4$	кН	608,0	745,0
Контрольная нагрузка по жесткости	кН	504,0	504,0
Прогиб балки f_k при $P^u=504$ кН	мм	55,0	43,0
Ширина раскрытия трещины при $P^u=504$ кН	мм	0,2	0,17

при средней нагрузке 775 кН (табл. 31). При контрольной нагрузке по жесткости, равной 504 кН, фактический прогиб составлял в среднем 43,0 мм, что меньше контрольного прогиба, равного 55,0 мм. Предельно допустимая ширина кратковременного раскрытия трещин для испытанных натуральных балок, согласно СНиП 2.03.01-84, составляет $a_{crc}=0,3$ мм, а соответствующая контрольная ширина раскрытия трещин $a_{crc}=0,2$ мм. Фактическая ширина раскрытия при контрольной нагрузке оказалась равной в среднем 0,17 мм, что меньше контрольной.

Таким образом, испытанные кампоритожелезобетонные балки со смешанным армированием отвечают требованиям нормативных документов по прочности, жесткости и трещиностойкости.

Для оценки экономической эффективности железобетонных балок покрытия пролетом 12 м при замене тяжелого бетона кампоритобетоном и типового армирования, смешанным с предвартельным напряжением части продольной растянутой высокопрочной арматуры, выполнен расчет годового экономического эффекта.

В соответствии с инструкцией по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений (СН 509-78), определение годового экономического эффекта основывается на сопоставлении приведенных затрат по существующему и исследуемым вариантам. Приведенные затраты определялись как сумма себестоимости и нормативной прибыли:

$$Z = C + E_n K, \quad (6.1)$$

где Z — приведенные затраты на единицу продукции, руб.; C — себестоимость единицы продукции, руб.; K — удельные капитальные вложения в основные и оборотные производственные фонды, руб.; E_n — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений, равный 0,16.

В общем случае расчет годового экономического эффекта новой техники рекомендуется выполнять по формуле:

$$\Delta = (Z_1 - Z_2) \cdot A_2, \quad (6.2)$$

где Δ — годового экономического эффект, руб.; Z_1 и Z_2 — приведенные затраты на единицу продукции, производимой с помощью существующей и исследуемой техники, определяемые по формуле (6.1); A_2 — годового объема производства продукции с помощью новой техники в расчетном году, в натуральных единицах.

Для рассматриваемого случая формула (6.2) трансформируется в виде:

$$\Delta = \left[Z_1 \frac{Y_1}{Y_2} + \frac{(I_1^1 - I_2^1) - E_n (K_2^1 - K_1^1)}{Y_2} - Z_2 \right] A_2, \quad (6.3)$$

где Y_1 и Y_2 — удельные расходы соответственно базового и нового предмета труда в расчете на единицу продукции, выпускаемой потребителем, в натуральных единицах; I_1^1 и I_2^1 — затраты на единицу продукции, выпускаемой при использовании базового и нового предметов труда без учета их стоимости, руб.; K_1^1 и K_2^1 — соответствующие капитальные вложения потребителя при использовании им базового и нового предмета труда в расчете на единицу продукции, производимой с применением нового предмета труда, руб.

Применение смешанного армирования, кампоритобетона в опытной балке 2БП-12-4Ат-V взамен тяжелого бетона и обычного армирования позволило сократить расход арматурной стали на 12,8% и снизить массу балки на 28%. В связи с этим экономический эффект достигается в сферах:

производства балки, за счет снижения их себестоимости;

транспорта балки от завода-изготовителя на стройобъект за счет уменьшения их массы;

строительно-монтажных работ за счет уменьшения массы балки.

В соответствии с методикой расчета снижения себестоимости продукции учитывать только те затраты, которые изменяются с производством и использованием новой техники. Изменяемыми затратами в составе себестоимости балок являются расходы и материалы. Остальные статьи затрат по сравниваемым одинаковы, ввиду неизменности технологии производства, оснастки, состава рабочего звена, формы организации и управления производством.

В нашем случае сопутствующие капитальные вложения на

заводе-изготовителе отсутствуют, ибо технология осталась как и в базовом варианте. При транспортировке же балок на объект и при строительно-монтажных работах произойдет снижение удельных капитальных вложений в производственные фонды автотранспортного хозяйства и базы механизации за счет уменьшения массы балок. Поэтому составляющую $E_H \cdot (K_2^1 - K_1^1)$ в формуле (6.3) заменяем выражением

$$E_H \cdot K_{CH} + (r_2 - r_1),$$

где K_{CH} — величина снижения удельных капитальных вложений в автотранспортное хозяйство за счет уменьшения массы балки, руб.; r_1 и r_2 — часть стоимости машино-часа, используемого крана приходящаяся на монтаж 1 м^3 балки соответственно для базового и нового вариантов, руб.

С учетом сделанных замечаний формула расчета годового экономического эффекта (6.2) примет вид:

$$\begin{aligned} \Delta = & \left[(C_1 + E_H K_1) \frac{Y_1}{Y_2} + \frac{I_1^1 - I_2^1 + E_H K_{CH} + (r_1 - r_2)}{Y_2} - \right. \\ & \left. - (C_2 + E_H K_2) \right] A_2 \end{aligned} \quad (6.4)$$

Расчет изменяющейся части себестоимости по базовому варианту и предложенному показал, что себестоимость одной балки из тяжелого бетона с типовым армированием составляет в ценах 1991 года 330,60 руб., а на 1 м^3 — 165,30 руб. Себестоимость же одной балки из кампоритобетона со смешанным армированием равна 281,74 руб., а 1 м^3 — 140,87 руб. Снижение стоимости будет еще больше при удешевлении кампоритового щебня, стоимость которого высока из-за несовершенства технологии его заводского производства, связанного с недостаточной механизацией и индустриализацией. Разница в стоимости балок из тяжелого бетона и кампоритобетона, указанная выше, значительно возрастет при их подсчете «в деле», т. е. с учетом расходов на транспортировку и монтаж, которые значительно ниже для кампоритобетонных балок.

Общий годовой объем производства железобетонных изделий на ЖБИ-2 Минстроя Республики Узбекистан, в которых целесообразно применение смешанного армирования, составляет 12300 м^3 . Годовой экономический эффект при таком объеме производства изделий с учетом расходов на транспорт и монтаж, определенный по формуле (6.4) равен

$$\begin{aligned} \Delta = & \left[(7,76 + 0,16 \cdot 12,48) \frac{0,73}{1,05} + \frac{(157,04 - 129,16) + 0,16 \cdot 130,26 + (8,4 - 5,28)}{1,05} - \right. \\ & \left. - (9,2 + 0,16 \cdot 18,08) \right] \cdot 12300 = 1293,71 \text{ тыс. руб.} \end{aligned} \quad (6.5)$$

Таким образом, общий экономический эффект за счет облегчения массы изделий и уменьшения расхода высокопрочной стали при смешанном армировании характеризуется следующими показателями: снижением массы изделий на 28%, общего расхода стали на изделие — 12,8%, высокопрочной арматурной стали класса Ат-V на 18% и стоимости конструкции «в деле» на одну балку — на 201,94 руб.

При годовом объеме производства и монтажа конструкций из кампоритобетона со смешанным армированием в объеме 12300 м³ — экономический эффект в сметных ценах 1991 г. составляет 1293,71 тыс. руб., при экономии стали 215,2 т.

6.2. ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПРЕИМУЩЕСТВА ПРИМЕНЕНИЯ ЛЕССОВИДНЫХ СУГЛИНКОВ В КАЧЕСТВЕ СЫРЬЯ ПО ПРОИЗВОДСТВУ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ ДЛЯ БЕТОНОВ

Рассмотрим калькуляцию себестоимости изготовления 1 м³ керамзитового гравия, применяемую в настоящее время керамзитовым заводом (табл. 32). Затраты на сырьевые материалы для

Таблица 32

Калькуляция на изготовление 1 м³ керамзитового гравия заводом
по производству керамзита

№№	Наименование статей	Себестоимость 1 м ³ керамзитового гравия, руб.				
		1985 г.	1986 г.	1987 г.	1988 г.	Стоимость в ценах 1991 г.
1.	Сырье и материалы, в т. ч. материалы, загот. расходы	2—92	3—04	3—15 1—65	4—83 2—72	12—12 6—83
2.	Вспомогательные материалы			1—50	2—11	5—29
3.	Покупные изделия и полу- фабрикаты			0—26	0—26	0—70
4.	Топливо и энергия на тех- нологические цели	1—46	1—46	1—46	1—46	3—66
5.	Основная зарплата про- изводственных рабочих	0—54	0—57	0—45	0—45	1—13
6.	Дополнительная зарплата производственных рабочих			0—12	0—12	0—30
7.	Отчисление на страхование	0—06	0—07	0—07	0—07	0—53
8.	Расходы на аренду и экс- плуатацию оборудования	1—26	1—33	1—58	1—48	3—71
9.	Цеховые расходы	0—68	0—67	0—68	0—68	1—71
10.	Общезаводские расходы	0—50	0—50	0—50	0—50	1—25
11.	Производственная себе- стоимость	7—42	7—64	8—56	10—14	25—84
12.	Внепроизводственные расходы	0—01	0—02	0—02	0—02	Входит в состав цеховых расходов
13.	Итого полная себестоимость	7—43	7—66	8—58	10—16	25—84

изготовления новых пористых заполнителей представлены в табл. 33 и 34. Калькуляция себестоимости 1 м³ полученных пористых заполнителей представлена в табл. 35.

Таким образом, сравнивая себестоимость 1 м³ керамзитового гравия и керампорита, приходим к выводу, что изготовление 1 м³ керампорита дешевле в ценах 1991 года на 25,84 руб.— 15,31 руб.= 10,53 руб.

Годовой объем производства составляет 346 тыс. м³.

Годовой экономический эффект от применения «керампорита» составит:

Таблица 33

Затраты на сырьевые материалы для изготовления пористого заполнителя «керампорита» в ценах 1991 г.

№№	Наименование материала	Цена за 1 т, руб	Расход на 1 м ³ , т	Сумма, руб	Обоснование
1.	Лессовидный суглинок, т	1—68	0,695	1—17	Данные Чирчикского КСМ
2.	Бентонит с углем, т	5—76	0,175	1—00	Данные Ташкентского КСМ
3.	Вода, м ³ (т)	0—10	0,20	0—20	
	ИТОГО			2—37	

Таблица 34

Затраты на сырьевые материалы для изготовления пористого заполнителя с использованием каолинитового сырья в ценах 1991 г.

№№	Наименование материала	Цена за 1 тонну, руб	Расход на 1 м ³ , т	Сумма, руб	Обоснование
1.	Лессовидный суглинок, т	1—68	0,75	1—26	Данные Чирчикского КСМ
2.	Измельченная заугле-роженная каолинистая глина, т	3—13	0,25	0—78	Данные Ташкентского КСМ
3.	Вода, м ³ (т)	0—10	0,20	0—20	
	ИТОГО			2—34	

$$\Theta = 346000 (25,84 - 15,31) = 10,53 \cdot 345000 = 36743,38 \text{ тыс. руб.}$$

Годовой эффект от применения пористого заполнителя из лессовидного суглинка и каолина составит:

$$\Theta = 345000 (25,84 - 15,48) = 3224,720 \text{ тыс. руб.}$$

Калькуляция себестоимости 1 м³ пористого заполнителя на основе лессовидного суглинка в ценах 1991 г.

№ №	Наименование статей	Стоимость за 1 м ³ керам-порита, руб	Стоимость за 1 м ³ заполнителя с использованием каолинового сырья, руб	Обоснование
1.	Сырье и материалы, в т. ч. материалы, заготов. расходы	4—52 2—37 2—15	4—60 2—34 2—26	Табл. 33 и 34
2.	Вспомогательные материалы	1—08	1—08	Показатели п. п. 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 приняты по данным Ташкентского керамзитового завода Главташкентстроя
3.	Покупные изделия и полуфабрикаты	1—19	1—19	
4.	Топливо и энергия на технологические цели	2—27	2—27	
5.	Основная з/плата производственных рабочих	1—64	1—64	
6.	Дополнительная з/плата производственных рабочих	1—03	1—03	
7.	Отчисление на соц. страхование и фонд занятости	0—43	0—43	
8.	Расходы на содержание оборудования и эксплуатацию	2—31	2—31	
9.	Цеховые расходы	1—31	1—39	
10.	Общезаводские расходы	1—13	1—20	
11.	Производственная себестоимость	14—97	15—15	
12.	Налоги в бюджет	0—33	0—33	
13.	Итого полная себестоимость	15—31	15—48	

6.3. ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ И ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ

Использование при расчете железобетонных конструкций новых повышенных значений прочности бетона на сжатие и растяжение позволило значительно снизить расход материалов, сократить размеры поперечных сечений, что в свою очередь, вызывает дополнительную экономию за счет сокращения транспортных и строительно-монтажных расходов.

Анализ эффективности легких бетонов на новых видах пористых заполнителей, из которого видно, что экономический эффект от получения 1 м³ легкого бетона находится в пределах 11,18 — 11—24 руб., представлен в табл. 36.

На основании проведенных исследований была получена опытная промышленная партия пористых заполнителей на основе лессовидных суглинков в количестве 20 м³ в отделе заводских испытаний НИИСтромпроекта г. Ташкента.

Себестоимость 1 м³ легкого бетона на пористых заполнителях из лесовидных суглинков и керамзита в ценах 1991 года

Наименование бетона и его марки	Расход и стоимость материала на 1 м ³ бетона										Стоимость воды, руб.	Стоимость от хоз. дов (3%), руб.	Пере-разор-ки (х), руб.	Полная себестоимость, руб.
	Цемент марки 400		Крупный заполнитель			Песок		Стоимость расхода, руб.	стоимость 1 м ³ , руб.	расхода, руб.				
	расход, кг	цена 1 т, руб.	стоимость расхода, м ³	себестоимость 1 м ³ , руб.	стоимость расхода, руб.	расход, м ³	цена 1 м ³ , руб.							
Керамзитобетон М 200 (хх) Легкий бетон на новых пористых заполнителях М 200	370	76-86	28-43	0,95	25-84	24-54	0,32	10-20	3-26	0-10	37-90	3-35	53-43	
	330	76-86	25-36	0,86	15-31	13-17	0,34	15-31	5-21	0-10	29-19	3-35	47-19	
					15-47	13-3)		15-47	5-23		29-37		47-25	

Примечание. х — стоимость переработки согласно «Руководству по технико-экономической оценке способов формирования бетонных и железобетонных изделий». М., 1978, приложение 24, с. 113 с учетом ССК, 1991 г.; хх — данные Чукурсайского комбината стеновых панелей и керамзита.

Из данных заполнителей на Чукурсайском комбинате стеновых панелей и керамзита были изготовлены железобетонные стеновые панели типа ПСТ 60-15-9 и ПСТ 60-18-1 в количестве 6 штук.

Производство стеновых панелей осуществлялось по принятой на заводе технологии с использованием имеющегося оборудования.

В качестве исходных материалов для изготовления стеновых панелей применялся портландцемент М-400 Ахангаранского завода. Крупный и мелкий заполнитель гравиеподобной формы из лессовидного суглинка имел насыпную плотность соответственно 752—785 кг/м³ и 920—960 кг/м³ при прочности в цилиндре 4,6—

Таблица 37

Характеристика стеновых панелей ПСТ 60-15-9 и ПСТ 60-18-1

Показатель	Вид изделия	
	ПСТ 60-15-9	ПСТ 60-18-1
Масса изделия, кг	2770	3370
Общий объем, м ³	2,655	3,193
Марка керамзитобетона	200	200
Плотность керамзитобетона, кг/м ³	1400	1400
Объем керамзитобетона, м ³	1,896	2,259
Объем пенопласта, м ³	0,759	0,934
Масса арматуры, кг	100,4	112,15
Масса закладных деталей, кг	4,72	3,54

9 МПа. В качестве теплоизоляционного слоя в панелях использовался полистерольный пенопласт.

Стеновые панели изготавливались по чертежам, разработанным УзНИИПградоостроительства для ЧКСПиК, предназначаются для строительства школы на 624 учащихся с интернатом на 120 мест в поселке Куанда Байкало-Амурской магистрали. В табл. 37 приведены характеристики стеновых панелей ПСТ 60-15-9 и ПСТ 60-18-1.

При изготовлении стеновых панелей дозирование цемента и воды осуществлялось по массе. Дозировка пористых заполнителей производилась по объему с контрольными проверками по массе. Отдозированные компоненты поступали в бетономешалку принудительного перемешивания. Количество воды соответствовало осадку стандартного конуса 1—4 см. Состав бетонной смеси на 1 м³ бетона представлен в табл. 38.

Тепло-влажностная обработка производилась в ямных пропарочных камерах при максимальной температуре 70°С. Одновременно с изделием были изготовлены и пропарены кубы длиной ребра 150 мм, по которым контролировались физико-механические характеристики бетона. Предел прочности при сжатии всех образцов соответствовал марке бетона 200 при плотности бетона не выше 1380 кг/м³.

Контрольные проверки внешнего вида, геометрических размеров, толщины защитного слоя показали, что полученные конструкции отвечают требованиям ГОСТ 13015.1-81 «Изделия железобетонные сборные. Методы испытания и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости». Были проведены натурные испытания шести изделий (по 3 конструкции каждого типа). В результате

Таблица 38

Расход материала на 1 м³ легкого бетона

Наименование материала	Расход на 1 м ³ легкого бетона по вариантам	
	базовому	новому
Цемент М-400, кг	370	330
Песок из пористых заполнителей на основе лессовидного суглинка, л	—	340
Песок керамзитовый 0—5 мм, л	320	—
Керамзитовый гравий, л	950	—
Гравиеподобный пористый заполнитель из лессовидных суглинков, л	—	860

испытаний установлено, что все изделия удовлетворяют требования к данным конструкциям по прочности, жесткости, трещиностойкости.

Экономический эффект от получения 1 м³ легкого бетона на новом виде заполнителя составляет 15% по сравнению с керамзитобетоном.

Технико-экономические расчеты показали, что только при годовой программе ЧКСПиК по выпуску легкобетонных изделий 67 тыс. м³ применение нового вида заполнителя позволит сэкономить 3200 тыс. руб. в год в ценах 1991 г.

Выводы

1. Смешанное армирование железобетонных изделий высокопрочной сталью и замена тяжелого бетона кампоритобетоном позволяет снизить массу изделий в среднем на 28%, общий расход стали — на 12,8%, расход высокопрочной арматурной стали — на 18%. При этом экономический эффект за счет снижения массы конструкций и расхода материалов достигает 105,18 тыс. руб. на 1000 м³ сборного железобетона в ценах 1991 г.

2. Установлено, что себестоимость 1 м³ керампорита на 10,75 руб. ниже стоимости керамзита в ценах 1991 г. При этом себестоимость 1 м³ легкого бетона на пористых заполнителях из лессовидных суглинков на 11,18 — 11,24 руб. ниже аналогичного керамзитобетона.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведенное автором комплексное экспериментально-теоретическое исследование позволяет решить сложную научно-техническую проблему — обеспечение Республики Узбекистан высокоэффективными легкими бетонами с заполнителями из лессовидных суглинков. Разработаны новые нормативные документы и рекомендации по проектированию железобетонных конструкций, полученных на основе современных методов расчета.

Основные выводы по работе сводятся к следующим положениям.

1. Техничко-экономические расчеты применения кампорита и керампорита показали возможность и экономическую целесообразность широкого внедрения их в практику индустриального строительства.

2. Доказано, что на основе предлагаемых новых пористых заполнителей можно получить конструкционные легкие бетоны класса В15-В35 при средней плотности 1200—1800 кг/м³.

3. На основе методов статистической обработки разработаны рекомендации по оптимальному подбору состава легких бетонов, учитывающие производственные и технологические факторы, полученные на основании обширных экспериментальных исследований.

4. Установлено, что нижний и верхний пределы микротрещинообразования легких бетонов, полученные путем экспериментальных исследований, значительно превышают эти показатели у равнопрочных тяжелых и других видов легких бетонов.

5. Показано, что физико-механические характеристики исследуемых легких бетонов выше, чем в равнопрочном керамзитобетоне как при кратковременном, так и при длительном нагружении. Предложены рекомендации по определению прочностных и деформативных характеристик бетонов при проектировании железобетонных конструкций.

6. Выявлено, что наибольшее влияние на изменение физико-механических характеристик бетонов оказывают начальный уровень предварительного нагружения и относительная прочность бетона к моменту предварительного нагружения. На основании многофакторного корреляционного анализа предложены уравнения регрессии физико-механических характеристик бетонов от названных факторов для учета их в расчете преднапряженных элементов.

7. Определены основные закономерности удельных деформаций ползучести от изменения возраста и уровня загрузки. Показано, что в исследуемых легких бетонах нелинейная ползучесть проявляется при более высоких уровнях загрузки, чем в равнопрочных керамзитобетонах и тяжелых бетонах. Разработаны алгоритм и программа расчета деформаций ползучести на ЭВМ.

8. Выявлены основные закономерности изменения усадки бетонов во времени. Доказано, что в результате действия собственных напряжений, вызванных усадкой, в элементах могут появиться продольные и поперечные трещины, что оказывает влияние на долговечность их работы. Для уменьшения усадочных напряжений в конструкциях рекомендовано применять самонапрягающие цементы.

9. Предложена методика расчета несущей способности железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием при любом уровне напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре без использования параметров ξ_R и γ_{S_0} при действительных диаграммах деформирования высокопрочной стали. Предложен алгоритм и составлена программа расчета на ЭВМ, совместимая с IBM PC/XT/AT.

10. Разработана методика расчета несущей способности сжатых элементов с высокопрочной арматурой во всем диапазоне изменения относительного эксцентриситета от 0 до ∞ . Предложен алгоритм и составлена программа расчета на ЭВМ, совместимой IBM PC/XT/AT.

11. Составлены алгоритм и программа расчета на ЭВМ выгибов и прогибов железобетонных изгибаемых и внецентренносжатых элементов на основе кампорито- и керампоритобетона, вызванных усилием предварительного нагружения.

12. Доказано, что расчет несущей способности железобетонных элементов по поперечному усилию можно производить по нормативным зависимостям с использованием уточненных коэффициентов.

13. При определении ширины раскрытия трещин в элементах со смешанным армированием и полностью преднапряженных в случае, когда суммарное напряжение в арматуре превышает предел упругости, предложено учитывать пластические деформации в растянутой арматуре по разработанной методике.

14. На основании экспериментально-теоретических данных доказано, что ширина раскрытия трещин в элементах из исследуемых бетонов при эксплуатационных уровнях загрузки с применением высокопрочной арматурной стали не превышает нормативных значений.

15. Определена технико-экономическая эффективность использования предложенных пористых заполнителей из лессовидных суглинков для бетона. Показана эффективность и надежность использования железобетонных конструкций с пористыми заполнителями из местного сырья.

ЛИТЕРАТУРА

1. Азизов А. Г. Железобетонные колонны различной гибкости с комбинированным преднапряжением высокопрочной арматуры//Дис. ...канд. техн. наук. Киев, 1983. 218 с.
2. Александровский С. В. О влиянии длительного действия внешней нагрузки на режим высыхания и усадку бетона//Труды НИИЖБ. Вып. 4. М.: Гостройиздат, 1959.
3. Александровский С. В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести. М.: Стройиздат, 1973. 432 с.
4. Александровский С. В., Васильев П. И. Экспериментальные исследования ползучести бетона//Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1976. С. 97—153.
5. Александровский С. В., Попкова О. М. Нелинейные деформации бетона при сложных режимах загрузки//Бетон и железобетон. 1971. № 1.
6. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М.: Гостехтеоретиздат, 1952. 324 с.
7. Аракелян А. А. Прочностные и деформативные свойства легкого бетона при сжатии в зависимости от свойств заполнителя//Структура, прочность, деформация легкого бетона. М.: Стройиздат, 1973. С. 37—47.
8. Аржановский С. И., Маилян Д. Р. Изменение деформативных свойств высокопрочного бетона после длительного обжатия//Вопросы прочности, трещиностойкости и деформативности бетона. Вып. 7. Ростов-на-Дону, 1979. С. 83—86.
9. Арсланбеков М. М. Исследование прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием//Автореф. дис. ...канд. техн. наук. М., 1983. 19 с.
10. Артемьев В. П., Арсланбеков М. М. Выбор классов арматуры при смешанном армировании//Бетон и железобетон. 1981. № 5. С. 14—15.
11. Асаад Р. Х., Маилян Д. Р. Об определении несущей способности изгибаемых элементов с учетом нисходящей ветви диаграммы сжатия бетона//Новые облаченные конструкции зданий. Ростов-на-Дону: РИСИ. 1982. С. 48—50.
12. Аскарлов Б. А. Исследование работ преднапряженных керамзитожелезобетонных ферм в условиях Узбекистана//Автореф. дис. ...канд. техн. наук. Ташкент, 1972. 23 с.
13. Аскарлов Б. А., Икрамов С. И. Испытания на кратковременную статическую нагрузку керамзитобетонных ферм//Строительство и архитектура Узбекистана. 1972. № 5. С. 28—31.
14. Аскарлов Б. А. Вертикальные перемещения узлов керамзитобетонных ферм от действия внешней нагрузки//Труды ТашПИ. Вып. 109. Ташкент, 1973. С. 69—72.
15. Аскарлов Б. А. и др. Предварительно-напряженные керамзитобетонные балки пролетом 18 м для промышленных зданий в условиях Узбекистана//Научно-технический отчет. Тема 45/73. Ташкент, 1973. 35 с.
16. Аскарлов Б. А. Трещиностойкость растянутых элементов керамзитожелезобетонных ферм//Труды ТашПИ. Вып. 109. Ташкент, 1973. С. 83—86.

17. Аскарлов Б. А. Потери напряжения от ползучести бетона во внецентренно обжатых керамзитобетонных элементах//Строительство и архитектура Узбекистана. 1974. № 4. С. 41—42.
18. Аскарлов Б. А. Исследование сборномонолитных предварительно напряженных изгибаемых элементов из керамзитобетона//Строительство и архитектура Узбекистана. 1974. № 10. С. 32—33.
19. Аскарлов Б. А. Исследование работы предварительно напряженных керамзитобетонных ферм//Труды ТашПИ. Вып. 117. Ташкент, 1974. С. 51—53.
20. Аскарлов Б. А. Исследование физико-механических и деформативных свойств конструкционного кампоритобетона//Строительство и архитектура Узбекистана. 1976. № 6. С. 48—49.
21. Аскарлов Б. А. и др. Возможность получения заполнителя на базе барханных песков и лессовидных суглинков Средней Азии и бетонов на их основе. Ч. I, II. Ташкент, ТашПИ, 1976. С. 55.
22. Аскарлов Б. А., Рахимов Б. Х. Исследование несущей способности предварительно напряженных ферм, изготовленных на базе кампоритобетона//Сборник научных трудов ТашПИ. Вып. 202. Ташкент, 1977. С. 64—66.
23. Аскарлов Б. А., Мирзасев П. Влияние режима длительного нагружения на прочность, жесткость, трещиностойкость преднапряженных сборномонолитных керамзитобетонных балок//Сборник научных трудов ТашПИ. Вып. 286. Ташкент, 1979. С. 37—44.
24. Аскарлов Б. А., Болдов В. И. Физико-механические свойства легкого бетона на гравиеподобном пористом заполнителе//Сборник научных трудов ТашПИ. Вып. 303. Ташкент, 1980. С. 72—79.
25. Аскарлов Б. А. и др. Исследование соелостойких силикатобетона из дегидратированных суглинков для фундаментом и оснований сооружений, работающих в агрессивной среде. Ташкент. ТашПИ, 1980. С. 98.
26. Аскарлов Б. А. и др. Повышение качества аглопоритобетона из лессовидных суглинков. Ташкент, ТашПИ, 1981. С. 58.
27. Аскарлов Б. А., Рахимов Б. Х. Экономическая эффективность применения кампоритобетона в несущей конструкции в условиях Узбекистана//Труды ТашПИ. Вып. 321. Ташкент, 1981. С. 87—92.
28. Аскарлов Б. А. Длина зоны передачи предварительно напряжения с арматуры на кампоритобетон//Строительство и архитектура Узбекистана. 1982. № 4. С. 44—45.
29. Аскарлов Б. А., Икрамов С. И. Потери предварительно напряжения в арматуре от усадки и ползучести кампоритобетонных элементов в условиях сухого жаркого климата//Строительство и архитектура Узбекистана. 1981. № 9. С. 41—42.
30. Аскарлов Б. А. Получение пористого заполнителя из местного сырья//Сборник научных трудов ТашПИ. Ташкент, 1982. С. 83—91.
31. Аскарлов Б. А., Икрамов О. Р., Рахимов Б. Х. Прочностные и деформативные свойства легких бетонов на базе местного сырья//Сборник научных трудов ТашПИ. Ташкент, 1982. С. 83—91.
32. Аскарлов Б. А., Акрамов Х. А., Рахимов Б. А. Изготовление и испытание конструкций железобетонных стеновых изделий и составление рекомендаций по проектированию. Ташкент: ТашПИ, 1982. С. 78.
33. Аскарлов Б. А. и др. Инженерно-строительные свойства рыхлых вулканических грунтов. Ташкент: Узбекистан, 1983. С. 319.
34. Аскарлов Б. А. К вопросу изучения предварительно напряженных железобетонных конструкций с частичным преднапряжением//Сб. научных трудов ТашПИ, 1983. С. 31—34.
35. Аскарлов Б. А., Нуритдинов Х. Н. Изучение физико-механических свойств конструктивного легкого бетона из местного сырья//Сб. научных трудов ТашПИ, Ташкент, 1983. С. 47—50.
36. Аскарлов Б. А., Маилян Р. Л. Международный конгресс по предварительно напряженному железобетону//Строительство и архитектура Узбекистана. 1983. С. 51—53.
37. Аскарлов Б. А. Прочность легкого бетона после его предварительно

обжатия//Вопросы прочности, трещиностойкости и деформативности железобетона. Межвузовский сборник. Ростов-на-Дону, 1983. С. 24—29.

38. Аскарлов Б. А. Подбор состава, прочностные и деформативные свойства легкого бетона на новом гравиеподобном пористом заполнителе//Всесоюзная конференция по бетону и железобетону. Тезисы докладов. Ташкент, 1983. С. 48—52.

39. Аскарлов Б. А., Хасанов С. С. К вопросу влияния предварительного обжатия на прочностные и деформативные свойства легкого бетона на гравиеподобном пористом заполнителе//Материалы IX Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. Ташкент, 1983. С. 165—168.

40. Аскарлов Б. А. Рекомендации по получению в строительстве кампорита и конструкций из кампоритобетона. Ташкент: Госстрой УзССР, 1984. С. 30.

41. Аскарлов Б. А. и др. Рекомендации по низкочастотным режимам уплотнения бетонной смеси. Ташкент: Госстрой УзССР, 1984. С. 19.

42. Аскарлов Б. А., Хасанов С. С. Влияние вида заполнителя на усадку легких бетонов//Исследование строительных материалов, конструкций и фундаментов. Сб. научных трудов ТашПИ. Ташкент 1984. С. 24—30.

43. Аскарлов Б. И., Зуфаров Г. К. Исследование частично преднапряженных балок из кампоритобетона на трещиностойкость//Исследование строительных материалов, конструкций и фундаментов. Сб. научных трудов ТашПИ. Ташкент, 1984. С. 39—43.

44. Аскарлов Б. А. Учет изменения свойств предварительно обжатого бетона на пористых заполнителях Узбекистана при расчете железобетонных конструкций//Исследование строительных материалов, конструкций и фундаментов. Сб. научных трудов ТашПИ. Ташкент, 1984. С. 68—72.

45. Аскарлов Б. А., Хасанов С. С. Влияние предварительного обжатия на деформативные характеристики легкого бетона//Строительство и архитектура Узбекистана. 1984. № 7. С. 43—44.

46. Аскарлов Б. А., Зуфаров Г. Методика расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов со смешанным армированием с учетом действительных диаграмм деформирования арматуры//Совершенствование методов расчета и повышение надежности железобетонных конструкций. Межвузовский сборник. Ростов-на-Дону, 1984. С. 62—69.

47. Аскарлов Б. А. Применение пористых заполнителей из местного сырья для изготовления индустриальных изделий//Интенсификация производства и повышения качества сборных железобетонных элементов. Материалы Всесоюзной конференции. Бухара, 1984. С. 82—84.

48. Аскарлов Б. А. и др. Технология получения высокопрочных мелкозернистых бетонов на барханных песках для конструкций введением полимерных добавок. Ташкент: ТашПИ, 1984. С. 51.

49. Аскарлов Б. А. Рекомендации по учету изменения механических свойств бетона от предварительного обжатия//Ташкент: Госстрой УзССР, 1985. С. 54.

50. Аскарлов Б. А., Ботвина Л. М. Эффективный заполнитель для легких бетонов из промышленных отходов//НИИТИ Госплана УзССР. Ташкент, 1985. С. 2.

51. Аскарлов Б. А. Уравнение теории ползучести для плоского напряженного состояния строительных материалов//Новые исследования в области бетонных и железобетонных конструкций. Сб. научных трудов ТашПИ. Ташкент, 1985. С. 102—106.

52. Аскарлов Б. А., Хасанов С. С. Методика определения ядер ползучести бетона//Автоматизация проектных работ в сельском строительстве. Научно-практическая конференция. Ростов-на-Дону. С. 112—116.

53. Аскарлов Б. А. Влияние климатических условий на изменение свойств бетона при предварительном обжатии//Научно-техническая конференция. Всесоюзное координационное совещание. Тбилиси, 1986. С. 121—124.

54. Аскарлов Б. А., Манляя Р. Л. Учет неупругих свойств арматуры при расчете элементов со смешанным армированием//Опыт применения новых эффективных видов арматуры и перспективы снижения расхода стали,

трудоемкости и энергоемкости ее переработки железобетона в XII пятилетке. Бессоюзное координационное совещание. НИИЖБ Госстроя, НИСИ. Новосибирск, 1985. С. 92—97.

55. Аскарлов Б. А. и др. Разработать технологию производства конструкций из бетонов марок 200, 600 с объемной массой 1800 кг/м³; исследовать состав, режим изготовления высокомарочных бетонов. Ташкент: ТашПИ, 1985. С. 211.

56. Аскарлов Б. А. и др. Создать на основе местного сырья и отходов промышленности новые виды пористых заполнителей с объемной массой до 500 кг/м³. Ташкент: ТашПИ, 1985. С. 130.

57. Аскарлов Б. А. и др. Получение эффективных видов заполнителей бетона на базе местного сырья и конструкций. Ташкент: ТашПИ, 1985. С. 124.

58. Аскарлов Б. А., Маилян Р. Л. Сопроотивление легких и облегченных бетонов и конструкций из них статическим и динамическим воздействиям//Доклад на Международном конгрессе ФИП. Нью Дели, 1986. С. 84—103.

59. Аскарлов Б. А. Изменение свойств легких бетонов на пористых заполнителях из лессовидных суглинков после длительного растяжения//Архитектура и строительство Узбекистана, 1982, № 2. С. 48—49.

60. Аскарлов Б. А. Изменение показателей механических свойств бетонов от предварительного обжатия при различных климатических условиях//Изв. вузов. Серия строительство и архитектура, 1986, № 2. С. 54—55.

61. Аскарлов Б. А. Совместная работа арматуры с бетоном на новых пористых заполнителях//Исследование строительных материалов. Сб. научных трудов ТашПИ. Ташкент, 1985.

62. Аскарлов Б. А., Маилян Д. Р., Хасанов С. С. Механические свойства бетонов после предварительного обжатия в условиях сухого жаркого климата//Расчет, проектирование и испытание железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях сухого жаркого климата. Сб. трудов НИИЖБ ТашПИ. Ташкент, 1986. С. 24—26.

63. Аскарлов Б. А., Маилян Д. Р., Усадка и трещиностойкость легких бетонов в условиях сухого жаркого климата//Расчет, проектирование и испытание железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях сухого жаркого климата. Сб. научных трудов НИИЖБ, ТашПИ, Ташкент, 1986. С. 29—32.

64. Аскарлов Б. А. Ползучесть легких бетонов на пористых заполнителях в условиях сухого жаркого климата//Расчет, проектирование и испытание железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях сухого жаркого климата. Сб. трудов НИИЖБ, ТашПИ, Ташкент, 1986. С. 63—67.

65. Аскарлов Б. А., Нуритдинов Х. Н. Учет местных напряжений бетонов на гравиеподобном заполнителе в условиях сухого жаркого климата при расчете на прочность железобетонных конструкций// Расчет, проектирование и испытание железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях сухого жаркого климата. Сб. трудов НИИЖБ, ТашПИ, Ташкент, 1986. С. 71—74.

66. Аскарлов Б. А. К вопросу определения длины зоны передачи напряжения с арматуры на бетон с используемым пористых заполнителей из сырья Узбекистана//Расчет, проектирование и испытание железобетонных конструкций в условиях сухого жаркого климата. Сб. трудов НИИЖБ, ТашПИ, Ташкент, 1986. С. 121—125.

67. Аскарлов Б. А. Исследование прочности предварительно напряженных изгибаемых элементов из новых видов легких бетонов с канатной арматурой класса К-7//Исследование строительных материалов и конструкций. Сб. научных трудов ТашПИ. Ташкент, 1986. С. 114—117.

68. Аскарлов Б. А. Особенности развития ползучести легких бетонов// Архитектура и строительство Узбекистана, 1986, № 12. С. 31—32.

69. Аскарлов Б. А., Хасанов С. С. Определение деформаций ползучести бетонов//Архитектура и строительство Узбекистана, 1986, № 12. С. 31—32.

70. Аскарлов Б. А., Хасанов С. С. Свойства легких бетонов и их изменения при предварительном нагружении в различных климатических условиях// Ташкент. ТашПИ. 1986. С. 118.
71. Аскарлов Б. А. Определение модуля упругости по нестандартным диаграммам деформирования бетонных призм//Сб. научных трудов ТашПИ. Ташкент. 1987. С. 91—95.
72. Аскарлов Б. А. Расчет железобетонных конструкций с учетом деформативных свойств бетонов на новых пористых заполнителях//Сб. научных трудов ТашПИ. Ташкент. 1987. С. 113—115.
73. Аскарлов Б. А., Маилян Р. Л. Эффективность преднапряженных балок из легкого и тяжелого бетонов со смешанным армированием сталью АТ-V, АТ-VI//Бетон и железобетон. М., 1987. С. 61—62.
74. Аскарлов Б. А., Маилян Р. Д., Зуфаров Г. К. Расчет прочности железобетонных элементов со смешанным армированием. Ростов-на-Дону: Изд. РИСИ, 1987. С. 91.
75. Аскарлов Б. А., Ходжаев А. А. Полная диаграмма деформирования бетона на пористых заполнителях из лессовидных суглинков//Архитектура и строительство Узбекистана. 1988. № 9. С. 41—43.
76. Аскарлов Б. А., Насреддинов М. Конструктивный легкий бетон на заполнителе из лессовидных суглинков и зол ТЭС//Сб. научных трудов НИИЖБ Госстроя СССР. М., 1988. С. 114—117.
77. Аскарлов Б. А., Билялов К. Б. Рекомендации по технологии изготовления гравиеподобного пористого заполнителя из местного сырья//Ташкент: Госстрой УзССР, 1988. С. 8.
78. Аскарлов Б. А., Маилян Р. Л. Прочность железобетонных балок из легкого и тяжелого бетонов со смешанным армированием высокопрочной сталью//Изв. вузов. Серия строительство и архитектура. Новосибирск, 1988. С. 31—33.
79. Аскарлов Б. А., Зуфаров Г. К. Предпосылки назначения параметров смешанного армирования при проектировании железобетонных элементов//Совершенствование, расчет и проектирование строительных конструкций. Ростов-на-Дону: СевкавНИИагропром. 1986. С. 131—134.
80. Аскарлов Б. А. Свойства легких бетонов на пористых заполнителях из лессовидных суглинков//Архитектура и строительство Узбекистана. 1988. № 4. С. 43—44.
81. Аскарлов Б. А. и др. Возможность получения строительных материалов из отходов от обогащения ангрениских каолинов. Ташкент. 1988. С. 127.
82. Аскарлов Б. А. Трещиностойкость и деформативность железобетонных балок из легкого и тяжелого бетонов при смешанном армировании высокопрочной сталью//Изв. вузов. Серия строительство и архитектура. Новосибирск. 1989. № 3. С. 52—53.
83. Аскарлов Б. А. Особенности конструкции легких бетонов на пористых заполнителях Узбекистана Ташкент: ТашПИ. 1989. С. 112.
84. Аскарлов Б. А., Ходжаев А. А. Рекомендации по расчету прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов из легкого бетона, армированных высокопрочной ненапрягаемой сталью. Ташкент: Госстрой УзССР, ТашПИ. 1989. 16 с.
85. Аскарлов Б. А. Особенности конструкции легких бетонов на новых пористых заполнителях Узбекистана. Ташкент: ТашПИ. 1989. С. 93.
86. Аскарлов Б. А., Ботвина Л. М. Пористые заполнители из местного сырья и легкие бетоны на их основе. Ташкент: Фан. 1990. 90 с.
87. Аскарлов Б. А., Ходжаев А. А. Железобетонные колонны из легкого бетона на основе лессовидных суглинков, армированных высокопрочной сталью//Архитектура и строительство Узбекистана. 1990. № 5. С. 32—34.
88. Аскарлов Б. А., Маилян Р. Л., Ходжаев А. А. Руководство по расчету прочности и трещиностойкости внецентренно сжатых железобетонных элементов из легкого бетона, армированных высокопрочной сталью//Ташкент: Матбуот. 1990. 85 с.

89. А. С. № 1161500 (СССР), Шихта для производства пористого заполнителя/Аскаров Б. А., Ботвина Л. М., Мошеев Г. О.//БИ, 1985, № 22.
90. А. С. № 1599334 (СССР), Сырьевая смесь для изготовления пористого заполнителя/Аскаров Б. А., Ботвина Л. М. и др.//БИ, 1990, № 38.
91. А. С. № 1560507 (СССР), Масса для изготовления пористого заполнителя/Ботвина Л. М., Аскаров Б. А. и др.//БИ, 1990, № 16.
92. Ашрабов А. А. Моделирование свойств и процессов разрушения легкого бетона и железобетона. Ташкент: Фан, 1988, 148 с.
93. Ашрабов А. А., Зайцев Ю. В. Элементы механики разрушения бетонов. Ташкент: Укитувчи, 1981.
94. Ашрабов А. Б., Ботвина Л. М., Билялов К. Б. Пористый заполнитель для легкого бетона//Строительство и архитектура, 1972, № 6.
95. Барашников А. Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок. Киев: Будельвник, 1974, 143 с.
96. Баженов Ю. М. Технология бетона. М.: Высшая школа, 1973, 456 с.
97. Баженов Ю. М., Комар А. Г. Технология бетонных и железобетонных изделий. М.: Стройиздат, 1984, С. 672.
98. Байков В. Н., Горбатов С. В., Димитров З. А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей//Изв. вузов. Серия строительство и архитектура, 1977, С. 31—33.
99. Байков В. Н. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций и зависимости физико-механических характеристик бетона и арматуры//Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. Вып. 3. Ростов-на-Дону, 1980, С. 3—11.
100. Байков В. Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры//Изв. вузов. Серия строительство и архитектура, 1981, № 5.
101. Байков В. Н., Маилян С. А., Митасов В. М. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей//Изв. вузов. Серия строительство и архитектура, 1983, № 9, С. 1—5.
102. Баташев В. М. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных элементов с многорядным армированием. Киев: Будельвник, 1978.
103. Блавадзе В. К. Влияние армирования на свойства растянутого бетона//Бетон и железобетон, 1959, № 10, С. 41—42.
104. Баранов Е. И., Курносоев А. И., Попов В. В. Использование действительных зависимостей при расчете прочности железобетонных элементов//Проектирование, строительство и эксплуатации линий электропередачи напряжением 35 кВ и выше. М.: Энергия, 1975, С. 118—131.
105. Бачинский В. Я. Некоторые вопросы, связанные с построением общей теории железобетона/Бетон и железобетон, 1979, № 11, С. 35—36.
106. Бачинский В. Я., Бамбура А. П., Ватыгин С. С. Связь между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном неоднородном сжатии//Бетон и железобетон, 1984, № 10, С. 18—19.
107. Бамбура А. П. Диаграмма «напряжения — деформация» для бетонов при центральном сжатии//Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. Науч. труды РИСИ. Ростов-на-Дону, 1980, С. 19—22.
108. Беккиев М. Ю., Маилян Л. Р. Расчет изгибаемых железобетонных элементов различной формы поперечного сечения с учетом нисходящей ветви деформирования. Нальчик, 1985, 132 с.
109. Берг О. Я., Рожков К. К. К учету нелинейной ползучести бетона//Бетон и железобетон, 1967, № 9, С. 29—31.
110. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Госстрейздат, 1961, 96 с.
111. Бердичевский Г. И., Гуца Ю. П., Крамарь В. Г. Расчет и проектирование железобетонных элементов с частичным предварительным

- напряжением//Материалы Симпозиума ФИП по частичному преднапряжению. Т. 1. Бухарест, 1980. 195—204 с.
112. Берг О. Я., Щербаков Е. Н., Писанко Г. М. Высокопрочный бетон. М.: Стройиздат, 1971. 201 с.
113. Бойцов В. Н. Сопротивление сжатию предварительно напряженных железобетонных элементов повышенной гибкости//Дис. ...канд. техн. наук. Ростов-на-Дону, 1984. 220 с.
114. Бойцов В. Н., Майляв Д. Р. Рекомендации по расчету внецентренно сжатых предварительно напряженных железобетонных элементов геометрической гибкостью 10—60 из тяжелого бетона и высокопрочной арматуры. Ростов-на-Дону, ПромстройНИИпроект, 1984. 22 с.
115. Битько Н. М. Исследование напряженно-деформированного состояния бетонов при сжатии и их сопротивление последующему растяжению//Дис. ...канд. техн. наук. Полтава, 1978. 226 с.
116. Боршанский М. С. Новые данные о сопротивлении изгибаемых элементов действию поперечных сил//Вопросы современного строительства. М.: ЦНИИИПС, 1952. С. 136—152.
117. Боршанский М. С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах на стадии разрушения. М.: Стройиздат, 1946. 79 с.
118. Ботвина Л. М. Строительные материалы из лессовидных суглинков. Ташкент: Укитувчи, 1984. 127 с.
119. Ботвина Л. М., Осипянц Э. Р. Инструкция по технологии получения высокопрочного гравиеподобного пористого заполнителя из лессовидных суглинков и изготовления изделий из конструктивных бетонов на его основе. Ташкент, 1980. 13 с.
120. Ботвина Л. М., Аскарров Б. А., Нуритдинов Х. Н., Рахимов Б. Х. Подбор составов легких высокопрочных бетонов, исследование изделий и конструкций из них. Ч. II. Ташкент: ТашПИ, 1985. С. 98.
121. Ботвина Л. М., Самсакова Г. М. Получение пористого заполнителя из высококарбонатных лессов//Сб. материалов по итогам НИР строительного факультета ТашПИ за 1971 г. Вып. № 109. Ташкент, 1973. С. 128—131.
122. Бондаренко В. М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков: Изд. ХГУ, 1968. 324 с.
123. Бужевич Г. А., Волков М. В., Ярмаковский В. Н. Применение конструктивного легкого бетона на пористых заполнителях. Зарубежный опыт//Бетон и железобетон. 1973. № 2. С. 42—46.
124. Бужевич Г. А. Легкие бетоны на пористых заполнителях. М.: Стройиздат, 1970. С. 272.
125. Бужевич Г. А. Вопросы структуры прочности и деформативности легких бетонов на пористых заполнителях//Структура, прочность и деформация легкого бетона. М. 1973. С. 5—23.
126. Бурлаков Г. С. Основы технологии керамики и искусственных пористых заполнителей. М.: Стройиздат, 1972. 420 с.
127. Бурлаков Г. С. Технология изделий из легкого бетона. М.: Высшая школа, 1986. 296 с.
128. Васильев П. И. Нелинейные деформации ползучести бетона. Изд. ВНИИГ. 1971. Т. 95. С. 59—69.
129. Васильев А. П. Экспериментальные исследования сопротивления железобетонных элементов с жесткой арматурой действию поперечной силы при изгибе//Исследование прочности и жесткости железобетонных конструкций. Труды НИИЖБ. Вып. 5. М.: Стройиздат, 1959. С. 206—215.
130. Вайдекаукас Л. А. Влияние предварительного напряжения на работу внецентренно сжатых железобетонных элементов при малых эксцентриситетах внешней нагрузки//Автореф. дис. ...канд. техн. наук. Каунас, 1970. 23 с.
131. Васильев А. П., Беликов В. А. Исследование колонн двутаврового сечения из высокопрочного бетона//Расчет и конструирование железобе-

тонных конструкций. VII Всесоюзная конференция по бетону и железобетону. М.: Стройиздат. 1972. С. 5—9.

132. Васильев А. П., Матков Н. Г. Стыки колонн без сварки арматуры в каркасах многоярусных зданий//Бетон и железобетон. 1979. № 1. С. 8—10.

133. Вилков К. И. Конструкционный керамзитобетон при обычных и сложных деформациях. М.: Стройиздат, 1984. 240 с.

134. Вилков К. И., Смолин Н. И. О прочности наклонных сечений керамзитожелезобетонных балок без поперечной арматуры//Исследования по железобетону. Труды ГИСИ. Вып. 59. Горький, 1972. С. 5—17.

135. Ганага П. Н. К учету работы высокопрочной арматуры за условным пределом текучести//Бетон и железобетон. 1980. № 1.

136. Ганага П. Н., Каган В. Б., Маилян Д. Р. Расчет прочности элемента с учетом эффекта предварительного напряжения арматуры//Бетон и железобетон. 1979. № 9. С. 28—29.

137. Геллерман А. Д. Исследование несущей способности гибких сжатых железобетонных элементов на известняке ракушечнике//Вопросы прочности железобетона. Ростов-на-Дону. Вып. 6. 1978. С. 44—56.

138. Гвоздев А. А., Дмитриев С. А. К расчету предварительно напряженных, обычных железобетонных и бетонных сечений по образованию трещины//Бетон и железобетон. 1957. № 5. С. 206—212.

139. Градюк И. И., Стасюк М. И. Раскрытие и закрытие трещин в изгибаемых элементах со смешанным армированием//Бетон и железобетон. 1983. № 3. С. 29—30.

140. Головин Н. Г. Трещиностойкость и деформативность преднапряженных изгибаемых элементов при смешанном армировании//Автореф. дис. ...канд. техн. наук. М., 1978. 21 с.

141. ГИИТБ. Пер. 72/64818. Риссо В. Г., Депо В. Предварительные испытания балок со смешанной арматурой. Пер. с голланд. 1965. М., 1972. С. 30—32.

142. Гуца Ю. П. Предложения по нормированию диаграмм растяжения высокопрочной стержневой арматуры//Бетон и железобетон. 1979. № 7. С. 16—18.

143. Гуца Ю. П. Статическая прочность железобетонных конструкций и их деформации в стадии, близкой к разрушению//Автореф. дис. ...докт. техн. наук. М., 1980. 44 с.

144. Дахундаридзе Т. Ш. Исследование усадки и ползучести легкого бетона с разработкой методов их учета при проектировании железобетонных конструкций//Автореф. дис. ...канд. техн. наук. Тбилиси, 1979. 25 с.

145. Дворников С. Л. Перспективы развития производства и применения легких бетонов в строительстве//Промышленное строительство. 1976. № 5. С. 45—47.

146. Дворников С. Л. Состояние и перспективы развития производства и применения конструкций из легких бетонов на пористых заполнителях// II Всесоюзная конференция по легким бетонам. М., 1975. С. 29.

147. Двоскина Л. Г., Кудзис А. П. Применение метода планирования эксперимента при изучении некоторых факторов на прочность железобетонных элементов в наклонном сечении//Железобетонные конструкции. Труды вузов Литовской ССР. № 9. 1979. С. 87—95.

148. Двоскина Л. Г., Кудзис А. П. Экспериментальное исследование параметров, определяющих надежность железобетонных элементов при поперечном изгибе//Вопросы надежности железобетонных конструкций. Куйбышев, 1977. С. 28—31.

149. Дербуш А. Д., Захаров В. Ф., Рисквид В. Д. Исследование стоек с термически упрочненной арматурой при длительном нагружении//Бетон и железобетон. 1973. № 8. С. 30—31.

150. Дмитриев А. В. Динамический расчет изгибаемых железобетонных элементов с учетом влияния скорости деформирования. Автореф. дис. ...канд. техн. наук. М., 1983. 22 с.

151. Дмитриев С. А., Калатуров Б. А. Расчет предварительно напряженных конструкций. М.: Стройиздат, 1965. 508 с.
152. Дмитриев А. С., Малинский Е. Н. О составах бетона, применяемого в условиях сухого жаркого климата//Материалы I Всесоюзного координационного совещания по проблеме «Технология бетонных работ в условиях сухого жаркого климата». Ташкент, 1974. С. 89—92.
153. Дэвис Е. Пластическая деформация бетона под воздействием длительной нагрузки//ИАСР. 1971. Т. 2. № 7. С. 56—58.
154. Жовнир А. С. О влиянии длительного растяжения на сопротивление конструктивного керамзитобетона при последующем кратковременном растяжении и сжатии//НТЛ: строительство и архитектура, раздел Б. Вып. 2. М., 1976. С. 50—52.
155. Жигушкин В. Г. Исследование прочности предварительно напряженных железобетонных элементов, армированных высокопрочной проволокой//Дис. ...канд. техн. наук. Киев, 1970. 143 с.
156. Жунусов Т. Ж. и др. Сейсмостойкость каркасных зданий//Алма-Ата: Гылым, 1990. 176 с.
157. Залесов А. С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности//Дис. ...докт. техн. наук. М., 1980. 344 с.
158. Иванов И. А. Легкие бетоны с применением зол электростанций. М.: Стройиздат, 1986. 136 с.
159. Изотов Ю. Л. Влияние процента армирования на свойства растянутого бетона//Бетон и железобетон. 1964. № 12. С. 27—29.
160. Ильин О. Ф., Залесов А. С. Опыт построения обобщенного метода расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом особенностей свойств различных бетонов//Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. М.: НИИЖБ, 1979. С. 152—153.
161. Казачек В. Г. Несущая способность и деформация гибких скато-изогнутых предварительно напряженных железобетонных элементов при кратковременном однократном и повторном нагружении//Дис. ...канд. техн. наук. Минск, 1980. 278 с.
162. Карист Ю. Н. Исследование железобетонных элементов с сетчатым армированием и продольной высокопрочной арматурой//Дис. ...канд. техн. наук. Свердловск, 1973. 122 с.
163. Керапетян К. С., Котикян Р. А. Влияние масштабного фактора на усадку бетона в зависимости от влажности среды//Изв. АН АрмССР, сер. физ.-мат., ест., и техн. наук. Т. 17. № 2. 1964. С. 22—25.
164. Катин Н. И. Исследование ползучести бетона при высоких напряжениях//Труды НИИЖБ. Исследование свойств бетона и железобетонных конструкций. Вып. 4. М.: Госстройиздат, 1958. С. 74—153.
165. Кодекс-образец ЕКБ-ФИП для норм по железобетонным конструкциям. Т. II. Пер. с фр. М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. С. 60—67.
166. Кудряв Л. П., Глебов В. И. Влияние длительного сжатия на механические свойства обычного и полимерцементного центрифугированных бетонов//Железобетонные конструкции. Труды Вильнюсского ИСИ. 1978. № 9. С. 19—29.
167. Курасова Г. П., Истомина А. С. Влияние состава керамзитобетона на его ползучесть//Проблемы ползучести и усадка бетона. Второе совещание (Ереван, 1974). М.: Стройиздат, 1974. С. 85—92.
168. Лемьш Л. Л. Прогности исследование несущей способности элементов типовых каркасных промзданий с более точным учетом особенностей работы бетона и разработать рекомендации по их расчету. Отчет ЦНИИ промзданий. М., 1982. С. 10—15.
169. Лермит Р. Проблемы технологии бетона. М.: Госстройиздат, 1959. 85 с.
170. Лившиц Я. Д., Назаренко В. Б. Обобщенный метод расчета

прочности железобетонных элементов мостов//Изв. вузов строительство и архитектура. 1981. № 8. С. 31—35.

171. Львович К. И., Ушаков И. Н. Свойства мелкозернистых бетонов ка тонкомолотом вяжущем//Исследование и применение мелкозернистых бетонов. Вып. 35. НИИЖБ. М. 1978. С. 79—82.

172. Маилян Д. Р. Исследование влияния предварительного напряжения на свойства материалов и работу гибких внецентренно сжатых железобетонных конструкций//Дис. ...канд. техн. наук. Ростов-на-Дону, 1980. 277 с.

173. Маилян Р. Л. Бетон на карбонатных заполнителях//Ростов. Изд. Ростовского ун-та, 1967. 272 с.

174. Маилян Д. Р., Аржановский С. И. Расчет железобетонных элементов с учетом изменения механических свойств предварительно обжатого бетона//Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. Вып. 8. Ростов-на-Дону, 1980. С. 89—94.

175. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1980. С. 1—82.

176. Мамажанов Р. Практический способ определения величины длительных деформаций бетона в стадии проектирования железобетонных конструкций//Строительство и архитектура Узбекистана. 1979. № 9. С. 34—36.

177. Мамажанов Р., Щербаков Е. Н. Предельные деформации ползучести и усадки бетона//Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1976. № 8. С. 24—26.

178. Маилян Д. Р., Мединский В. А., Азизов А. Г. Повышение эффективности использования высокопрочной стержневой арматуры в сметах железобетонных элементов//Новые виды арматуры и ее сварка. М., 1982. С. 279—282.

179. Макаренко Л. П., Фенко Г. А. О снижении прочности бетона на растяжение после длительного обжатия//Бетон и железобетон. 1970. № 7. С. 18—20.

180. Материалы симпозиума ФИП по частичному преднапряжению. Т. 1. Бухарест, 1980. 397 с.

181. Мекеров В. А., Маилян Р. Л. Аналитические описания для диаграммы растяжения высокопрочной арматурной стали//Новые виды арматуры и ее сварки. Сб. докладов Всесоюзного совещания в Волгограде. М., 1982. С. 56—60.

182. Маилян Д. Р. Методы учета изменения свойств бетона и арматуры после предварительных силовых воздействий//Совершенствование расчета и проектирования строительных конструкций. Ростов-на-Дону. СевкавНИПИАгропром, 1988. С. 18—217.

183. Маилян Д. Р. Эффект неравномерности предварительного обжатия гибких железобетонных колонн//Бетон и железобетон. 1982. № 2. С. 32—33.

184. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы $\sigma_b - \epsilon_b$ бетона при кратковременном сжатии. Киев, 1985. 15 с.

185. Минченя Т. П. Прочность сжатых кольцевых элементов с высокопрочной ненапрягаемой арматурой//Автореф. дис. ...канд. техн. наук. Минск, 1988. 20 с.

186. Митрофанов В. П. Прочность бетона над опасной наклонной трещиной и несущая способность железобетонных балок//Бетон и железобетон. 1972. № 12. С. 37—40.

187. Михайлов В. В. Сопротивление срезу поперечной силой предварительно напряженных железобетонных балок при изгибе//По материалам II конгресса Международной федерации по предварительно напряженному железобетону. М.: Госстройиздат. 1960. С. 96—111.

188. Мельник Р. А., Раззаков С. Р. Исследование в условиях сухого климата усадки, условие линейной и нелинейной ползучести бетонов прочностью 90 и 10 МПа для преднапряженных железобетонных конструкций Среднеазиатского региона//VIII Международный конгресс ФИП. М. ФИП. НК СССР. 1987. 16 с.

189. Мешкаускас Ю. И., Берсенас А. В. Экспериментальные ис-

следования ползучести конструктивного керамзитобетона//Проблемы ползучести и усадки бетона. Второе Всесоюзное совещание (Ереван, 1974). М., Стройиздат, 1974. С. 101—108.

190. Милованов А. Ф., Камбаров Х. У. Расчет железобетонных конструкций для условий жаркого климата. Ташкент: Укитувчи, 1991. 176 с.

191. Михайлов В. В., Маркаров Н. А. Совершенствование методов оценки потерь напряжений от ползучести и усадки//Бетон и железобетон. 1961. № 4. С. 156—161.

192. Нилендер Ю. А. Исследование деформаций и температурного режима в теле плотины Днепрогостроя. М.: Стройиздат, 1933. С. 60—70.

193. Пунагин В. Н. Технология бетона в условиях сухого климата. Ташкент: Фан, 1977. 222 с.

194. Пунагин В. Н. Бетон и бетонные работы в условиях сухого жаркого климата. Ташкент: Фан, 1974. 244 с.

195. Прочность, структурные изменения и деформация бетона. М.: Стройиздат, 1987. 299 с.

196. Ращинский В. Н. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений изгибаемых элементов из керамзитоперлитобетона. Дис. ...канд. техн. наук. М., 1985. 225 с.

197. Рахимов Б. Х. Работа изгибаемых элементов из кампоритобетона, армированных обычной и предварительно напряженной арматурой. Автореф. дис. ...канд. техн. наук. М., 1980. 18 с.

198. Рискинд Б. Я. Прочность сжатых железобетонных стоек с термически упрочненной арматурой//Бетон и железобетон. 1972. № 11. С. 31—33.

199. Санников К. В. О замене части преднапряженной арматуры в железобетонных конструкциях на напрягаемую//Строительные конструкции и материалы. Уфа, 1976. С. 116—121.

200. Саталкин А. В. К вопросу твердения бетона под нагрузкой//Физико-механические свойства бетона. М.: Госстройиздат, 1939. С. 42—47.

201. Свиженко И. Д., Макаренко Л. П., Бабич Е. М. Влияние длительного растяжения бетона на его прочность при последующем кратковременном растяжении и сжатии//Гидротехнический сборник. Вып. I. Львов, 1974. С. 103—104.

202. Семенов А. И., Аржановский С. И. Влияние длительного обжатия бетона на его прочность и деформативные свойства//Бетон и железобетон. 1972. № 12. С. 34—37.

203. Симонов М. З. Технологические факторы регулирования усадки и ползучести бетонов//Проблемы ползучести и усадки бетона. Второе Всесоюзное совещание. Ереван, 1974. С. 74—77.

204. СНиП 2.03.01—84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1985.

205. СНиП 5.01.23—83. Типовые нормы расхода цемента для приготовления бетонов сборных, железобетонных и монолитных бетонных изделий и конструкций. М.: Стройиздат, 1985.

206. Сурин В. В. Прочность внецентренно сжатых железобетонных элементов с высокопрочной стержневой арматурой (при кратковременном нагружении)//Автореф. дис. ...канд. техн. наук. Свердловск, 1981. 21 с.

207. Семенов П. П. Прочностные и деформативные характеристики различных видов бетонов для расчета прочности и трещиностойкости нормальных сечений при кратковременном действии нагрузки//Автореф. дис. ...канд. техн. наук. М., 1984. С. 22.

208. Сухман В. Ф. Прочность и жесткость кососжатых железобетонных колонн каркасов промышленных зданий//Автореф. дис. ...канд. техн. наук. М., 1987. 22 с.

209. Улицкий И. И. Определение величины деформаций ползучести и усадки бетона. Киев: Стройиздат УССР, 1963. 123 с.

210. Филлимонов Н. Н., Трифанов И. А. Работа смешанной арматуры изгибаемого элемента в стадии разрушения//Изв. вузов. Серия строительство и архитектура. Новосибирск, 1979. № 7. С. 55—60.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
Глава 1. Состояние вопроса и задачи исследования	5
1.1. Анализ пористых заполнителей, используемых в строительной индустрии Узбекистана	5
1.2. Применение легких бетонов в несущих конструкциях, используемых в практике строительства	7
1.3. Влияние предварительного нагружения на работу бетонов при длительном действии нагрузки	8
1.4. Результаты натурных исследований по расчету изгибаемых и сжатых железобетонных конструкций	11
1.5. Задачи исследования	17
Глава 2. Получение новых видов высокопрочных искусственных заполнителей и изучение свойств бетонов на их основе	19
2.1. Сырьевые ресурсы материалов и технология получения керам-порита и кампорита на базе лессовидных суглинков	19
2.2. Подбор оптимальных составов исследуемых легких бетонов	20
2.2.1. Рекомендации по определению состава бетона с пористыми заполнителями	24
2.3. Особенности структуры и микротрещинообразования новых видов легких бетонов	26
2.4. Прочностные и упруго-пластические характеристики исследуемых легких бетонов при одноосном сжатии и растяжении	29
2.4.1. Призмечная прочность и предельные деформации	29
2.4.2. Модуль деформации и коэффициент упругости	33
2.5. Анкеровка стержневой арматуры	35
Выводы	39
Глава 3. Напряженно-деформированное состояние элементов из бетонов на пористых заполнителях, вызванное усилиями предварительного напряжения	41
3.1. Метод математического планирования эксперимента	41
3.1.1. Изменение уровня обжатия и растяжения во времени	44
3.1.2. Влияние предварительного обжатия на прочностные и деформативные характеристики бетона	45
3.1.3. Влияние предварительного растяжения на прочностные и деформативные характеристики бетона при последующем кратковременном сжатии	49
3.1.4. Влияние предварительного растяжения на прочностные и деформативные характеристики бетона при последующем кратковременном растяжении	51
3.2. Учет изменений свойств предварительно нагруженного бетона при расчете железобетонных конструкций	53
3.3. Потери предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона с пористыми заполнителями из лессовидных суглинков	55

Выводы	56
Глава 4. Экспериментально-теоретические исследования по совершенствованию методов расчета изгибаемых элементов с пористыми заполнителями	57
4.1. Экспериментальные исследования элементов со смешанным армированием по нормальным сечениям	57
4.2. Предложения по совершенствованию расчета железобетонных балок со смешанным армированием высокопрочной сталью	61
4.2.1. Методика расчета прочности нормальных сечений железобетонных балок с учетом действительной диаграммы деформирования высокопрочной арматуры	61
4.2.2. Алгоритм расчета прочности нормальных сечений железобетонных балок по предлагаемому методу	66
4.3. Расчеты образования, раскрытия и закрытия трещин с учетом неупругих деформаций арматуры	70
4.3.1. Расчеты образования трещин и сравнение с данными эксперимента	70
4.3.2. Расчет раскрытия и закрытия трещин с учетом неупругих деформаций арматуры	71
4.4. Учет пластических свойств материалов при определении выгибов и прогибов балок с учетом особенностей свойств бетонов и действительных диаграмм деформирования высокопрочной арматуры	74
Выводы	77
Глава 5. Экспериментально-теоретические исследования по совершенствованию методов расчета внецентренно сжатых элементов с пористыми заполнителями из местного сырья	79
5.1. Анализ экспериментальных исследований сжатых железобетонных элементов с пористыми заполнителями из лессовидных сульфидов	84
5.2. Предельные сжимаемость и растяжимость разных видов бетонов	87
5.3. Способы совершенствования методов расчета прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов	89
5.3.1. Оценка влияния высокопрочной неапрямой арматуры на диаграмму деформирования бетона	92
5.3.2. Расчет усилий трещинообразования нормальных сечений железобетонных элементов	96
5.4. Методы расчета железобетонных элементов с учетом трансформированных диаграмм деформирования бетона	96
5.4.1. Обоснование необходимости трансформации базовой аналитической зависимости $\sigma_b - \varepsilon_b$ бетона	98
5.4.2. Способы трансформации диаграмм деформирования бетона в зависимости от градиента деформаций и влияния преднапряжения	100
5.4.3. Итерационная методика определения напряженно-деформированного состояния элементов от действия усилий предварительного напряжения на основе дважды трансформированных диаграмм	102
5.4.4. Шагово-итерационный метод расчета прочности и трещиностойкости железобетонных стоек с учетом дважды трансформированных диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$ и фактических диаграмм $\sigma_s - \varepsilon_s$	107
5.4.5. Практические методы определения прочности и трещиностойкости железобетонных стоек	108
5.4.6. Нормирование степени реализации нисходящей ветви диаграммы деформирования бетона при расчете железобетонных стоек	110
5.4.7. Оценка точности предлагаемых методов расчета	110
Выводы	141

Глава 6. Производственные испытания железобетонных конструкций на пористых заполнителях, опыт применения и экономическая эффективность	112
6.1. Производственные испытания натуральных балок покрытия пролетом 12 м со смешанным армированием из кампоритобетона и их экономическая эффективность	115
6.2. Экономические преимущества применения лессовидных суглинков в качестве сырья по производству заполнителей для бетонов	119
6.3. Экономическая эффективность железобетонных конструкций из легких бетонов и внедренные результаты исследований	121
Выводы	124
Заключение	125
Литература	127

Бахтиер Аскарлович Аскарлов

НОВЫЕ ЛЕГКИЕ БЕТОНЫ
И КОНСТРУКЦИИ НА ИХ ОСНОВЕ

Утверждено к печати

Ученым советом Ташкентского архитектурно-строительного института

ИЗДАТЕЛЬСТВО «ФАН»
ТАШКЕНТ

Редактор *Р. Е. Рубан.*
Технический редактор *А. Т. Шепельков.*
Художественный редактор *Р. И. Крившей.*
Корректор *Т. Кан.*

ИБ № 6538

Сдано в набор 22.11.94. Подписано в печать 28.03.95. Формат 60×90^{1/16}. Гарнитура литературная. Печать высокая. Бумага типографская. Уел. печ. л. 11,5. Уч.-изд. л. 11,3. Тираж 300 экз. Заказ 167. Цена договорная.

Издательство «Фан» АН РУз: 700047, Ташкент, ул. Гоголя, 70.

Типография Изд-ва «Фан» АН РУз: 700170, Ташкент, проспект акад. Х. Абдулласва, 79.



3 330000 489053

2829