

## РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ В ТЕОРИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

*В. С. Федоров, В. Е. Левитский*

*Московский государственный университет путей сообщения (Россия)*

Обобщены существующие расчетные модели и методы анализа прочности, жесткости и трещиностойкости нормальных сечений железобетонных элементов. Показаны преимущества, недостатки и область применения интегральных и дискретных моделей сопротивления элементов разрушению и деформированию.

**Ключевые слова:** *железобетон, интегральные и дискретные модели, методы расчета, предельные усилия, напряженно-деформированное состояние, прочность, жесткость, трещиностойкость.*

Authors summarize the existing computational models and methods of analysis of strength, stiffness and fracture normal sections of reinforced concrete elements. The advantages, disadvantages and uses integrated and discrete models of the resistance elements of destruction and deformation.

**Key words:** *concrete, integrated and discrete models, calculation methods, limiting the efforts of the stress-strain state, strength, stiffness, fracture toughness.*

Железобетон является композиционным материалом, для которого характерна существенная нелинейность и неравновесность деформирования, внутренняя статическая неопределимость, трещинообразование и неравномерное участие в работе растянутого бетона [1]. Эти специфические особенности практически исключают возможность применения методов сопротивления упругих материалов к расчету элементов железобетонных конструкций.

Однако до 1938 г. оценку прочности железобетонных элементов приходилось проводить на основе принципов «классической теории», исходя из линейно-упругой работы бетона и арматуры.

В конце 1931 г. проф. А. Ф. Лолейтом на основе анализа накопленных результатов исследований был предложен метод расчета по *разрушающим (предельным) усилиям*, позволяющий более полно учесть неупругую работу бетона и арматуры. В основу этого метода была положена идея предварительного задания напряженного состояния сечения в момент разрушения (принцип А. Ф. Лолейта). По известному напряженному состоянию при помощи уравнений равновесия определяется величина разрушающего усилия (несущая способность), которая затем сравнивается с усилием от действующей нагрузки.

Основная сложность при использовании этого метода расчета заключается в адекватности задания напряженного состояния сечения, поскольку оно может быть получено только на основе данных о механизме разрушения конструкции. В качестве основного А. Ф. Лолейтом был принят случай пластического разрушения, при котором напряжения в бетоне и арматуре

одновременно достигают своих предельных значений. Для упрощения расчета П. Л. Пастернаком было предложено использовать прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне бетона. Эти предпосылки позволили достаточно простым путем проводить оценку прочности весьма обширного класса изгибаемых железобетонных элементов с приемлемой для решения инженерных задач точностью.

Однако применение метода А. Ф. Лолейта к расчету элементов, в которых не соблюдается принцип пластического разрушения и напряжения в арматуре не достигают расчетного сопротивления (например, для внецентренно сжатых элементов при малых эксцентриситетах приложения нагрузки), связано с необходимостью привлечения дополнительных эмпирических зависимостей.

Метод А. Ф. Лолейта, представляющий собой один из вариантов статического метода теории предельного равновесия, рассматривает только предельную стадию работы конструкции и не позволяет оценивать ее напряженно-деформированное состояние в стадии эксплуатации.

По этой причине возникла необходимость разработки моделей и методов оценки работы железобетонных элементов в эксплуатационной стадии. Особенно актуальной эта задача стала в связи с появлением новых эффективных типов железобетонных конструкций (прежде всего – предварительно напряженных), для которых расчеты по трещиностойкости и деформациям имели определяющее значение.

Основы расчета железобетонных элементов в эксплуатационной стадии были разработаны проф. В. И. Мурашевым к 1949 г. Он предложил оценивать жесткость и определять кривизны железобетонных элементов, работающих с трещинами в растянутой зоне, с учетом развития неупругих деформаций в бетоне сжатой зоны и работы растянутого бетона между трещинами. В. И. Мурашев впервые выявил влияние этих важных особенностей железобетона на деформирование железобетонных элементов и создал *общую теорию жесткости и трещиностойкости железобетона* [2].

При определении жесткости и перемещений железобетонных элементов с трещинами В. И. Мурашев предложил применять *принцип усреднения деформаций*. Наличие трещин в растянутой зоне элемента приводит к местным неравномерностям продольных деформаций растянутой арматуры и сжатого бетона, но общее деформированное состояние элемента определяется некоторыми средними относительными деформациями арматуры  $\epsilon_{s,m}$  и бетона  $\epsilon_{b,m}$ , для которых может быть принята справедливой гипотеза плоских сечений. Тогда выражение средней кривизны изогнутой оси элемента приобретает вид:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\epsilon_{s,m} + \epsilon_{b,m}}{h_0} \quad (1)$$

Для определения средних деформаций арматуры и бетона В. И. Мурашев предложил использовать средний модуль упругости арматуры в бетоне

$$E_{s,m} = \frac{E_s}{\Psi_s}, \quad (2)$$

и средний модуль деформации бетона

$$E_{b,m} = \nu_b E_b; \quad (3)$$

здесь  $\Psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерность деформирования арматуры на участке между трещинами;  $\nu_b$  – коэффициент упругости бетона.

Среднюю высоту сжатой зоны бетона  $x_m$  было предложено определять по эмпирической формуле, а вид эпюры напряжений в сжатой зоне задавать заранее. В этом случае из условий равновесия несложно определить напряжения в арматуре  $\sigma_s$  и бетоне  $\sigma_b$ , а затем при помощи соответствующих средних модулей перейти к средним деформациям арматуры  $\epsilon_{s,m} = \sigma_s/E_{s,m}$  и бетона  $\epsilon_{b,m} = \sigma_b/E_{b,m}$ , которые участвуют в формуле (1).

В дальнейшем метод В. И. Мурашева подвергался модификации и корректировке при сохранении его основных положений. В частности, было предложено учитывать неравномерность деформирования бетона при помощи коэффициента  $\Psi_b$ .

Модифицированные методы А. Ф. Лолейта и В. И. Мурашева широко используются в нормативных документах и практике проектирования железобетонных конструкций. Однако применяемые в этих методах эмпирические зависимости хотя и позволяют получить удовлетворительную сходимость расчетных результатов с опытными, но не отражают физический смысл моделируемых явлений. Это не только затрудняет инженерную обозримость применяемых методов, но и является серьезным препятствием при вариантном проектировании, так как появление новых конструктивных решений, новых видов бетона и арматуры неизбежно требует проведения трудоемкой экспериментальной проверки с целью уточнения используемых эмпирических формул. Определенные трудности возникают и в ходе применения этих методов к оценке огнестойкости.

Кроме того, расчеты железобетонных элементов по прочности и деформативности опираются на различные исходные предпосылки, достаточно автономны и не связаны между собой.

Действительно, железобетонный элемент является внутренне статически неопределимой системой, и ее напряженное и деформированное состояние не могут быть определены независимо друг от друга. Раскрытие внутренней статической неопределимости с учетом условия совместности деформаций и реальных нелинейных законов деформирования бетона и арматуры позволило бы выполнять оценку предельных и эксплуатационных состояний железобетонных элементов с единых методологических позиций.

Так возникла необходимость разработки *единой теории сопротивления железобетона*, основанной на общепринятых предпосылках механики деформируемого твердого тела и, в принципе, свободной от эмпирических зависимостей, ограничивающих область ее применения. Строгость и убе-

дительность исходных предпосылок этой теории позволила бы обеспечить не только необходимую инженерную обзримость, но и универсальность методов расчета применительно к различным видам бетона и арматуры, конструктивных решений, силовых и несиловых воздействий (что особенно важно с точки зрения проблемы оценки огнестойкости).

В настоящее время проблема создания такой предельно общей теории сопротивления железобетона окончательно еще пока не решена, и существуют лишь некоторые конкурирующие варианты подходов к ее решению, реализуемые как на базе специфических моделей сопротивления железобетона, так и общих моделей и методов механики деформируемого твердого тела, в первую очередь – метода конечных элементов.

Перечисление всех посвященных этому вопросу исследований заняло бы немало места, поэтому в данной работе ограничимся рассмотрением моделей силового сопротивления железобетонных конструкций, работающих в условиях одноосного неоднородного напряженного состояния (изгиб, внецентренное сжатие), с позиций возможности и целесообразности применения их к оценке термосилового сопротивления железобетона.

В основе практически всех предложенных решений лежит дискретизация расчетной схемы и представление ее в виде совокупности элементов, разделенных на несколько иерархических уровней. В частности, В. М. Бондаренко [1] предлагает рассматривать 4 взаимосвязанных структурных уровня: материал, сечение (элемент), конструкция, конструктивная система здания (сооружения).

В традиционных моделях сопротивления железобетона элемент конструкции представлен так называемых *характерным объемом* – участком стержня некоторой длины, соответствующей расстоянию между трещинами  $l_{crc}$  или назначаемой условно.

Поперечное сечение выбранного таким способом элемента разделяется на элементарные участки, или *компоненты сечения*, совместность деформирования которых устанавливается гипотезой плоских сечений (возможно, скорректированной с учетом депланации [1]). При таком подходе изменение изгибающих моментов по длине конструкции приводит к разрыву в значениях кривизн соседних элементов стержня.

Этот недостаток устраняется при использовании метода конечных элементов, в котором отдельные сечения не рассматриваются, а вся конструкция задается в виде набора элементов, обладающих определенными свойствами. Гипотеза плоских сечений не используется, а совместность деформаций обеспечивается условием равенства перемещений узлов соседних элементов, благодаря чему удается получить непрерывное поле деформаций по длине конструкции.

Математические модели рассматриваемых методов представлены тремя группами условий, составляющими в совокупности полную систему уравнений механики деформируемого твердого тела:

- *статические* соотношения (уравнения равновесия);
- *геометрические* соотношения (уравнения совместности деформаций);
- *физические* соотношения (уравнения состояния).

Нелинейность физических (определяющих) соотношений, как правило, не позволяет получить решение рассматриваемой системы уравнений *в замкнутом виде*, поэтому его необходимо искать путем последовательных приближений с использованием итерационных процессов. Математическая реализация таких расчетов требует использования вычислительной техники, а значит, применяемые расчетные и математические модели должны обладать удобством алгоритмизации и быть адаптированными к современной автоматизированной расчетной среде.

Как известно, постановка задач механики деформируемого твердого тела может осуществляться в напряжениях или перемещениях. Соответственно напряжения или перемещения будут приняты в качестве основных неизвестных и относительно их будут записаны физические соотношения и разрешающие уравнения. Если решение осуществляется в перемещениях, то такой расчет называется *деформационным*.

Анализ силового сопротивления железобетона на основе деформационного расчета является более предпочтительным, так как позволяет учесть работу бетона на нисходящей ветви диаграммы деформирования. Однако ползучесть бетона зависит от режима действия напряжений, поэтому для оценки силового сопротивления железобетона в режимно-наследственной постановке удобнее использовать в качестве неизвестных напряжения и записывать относительно их опорные реологические уравнения. Использование для учета ползучести так называемых *изохронных* диаграмм деформирования, выраженных в функции деформаций, позволяет решить рассматриваемую задачу только во «вне режимной» постановке [1].

В зависимости от исходных предпосылок все расчетные модели силового сопротивления железобетона можно разделить на *интегральные* и *дискретные*. При этом, как отмечает В. М. Бондаренко [1], «*объективно по содержанию и хронологически по времени дискретные модели наследственны по отношению к интегральным*».

**Интегральные модели** основываются на возможности представления сечения железобетонного элемента в виде набора относительно небольшого числа компонентов, в пределах которых, следуя принципу А. Ф. Лолейта, может быть задана функция изменения напряжений.

В интегральной модели В. М. Бондаренко [1] в наиболее простом случае предлагает применять интегральную оценку сопротивления сжатой и растянутой зон сечения элемента. Функция изменения нормальных напряжений по высоте сжатой зоны сечения задается выражением следующего вида:

$$\sigma(z) = \left(\frac{z}{x}\right)^{n_\sigma} \cdot \sigma_\phi, \quad (4)$$

где  $z$  – текущая координата по высоте сжатой зоны;  $x$  – высота сжатой зоны,  $\sigma_\phi$  – фибровое нормальное напряжение;  $n_\sigma$  – параметр нелинейности нормальных напряжений, изменяющийся от 1 (при треугольной эпюре) до 0 (при прямоугольной эпюре напряжений).

Высота сжатой зоны  $x$  и фибровые напряжения  $\sigma_\phi$  уточняются путем последовательных приближений. Обобщенной характеристикой сопротивления сжатой зоны является *интегральный модуль деформаций*  $E^{ин}$ , учитывающий уровень, режим и длительность нагружения, отражающий нелинейность, неравновесность, неоднородность и другие специфические особенности деформирования железобетона.

Работа растянутой зоны интегрально учитывается коэффициентом  $\Psi_s$ , для которого составлено обобщенное выражение во всем возможном диапазоне изменения нагрузки (до и после появления трещин).

Применение интегральных характеристик сопротивления железобетона позволяет определить жесткость элементов как сумму жесткостей отдельных компонентов сечения:

$$D = E^{ин}(t) \cdot J_b^{(сж)} + \frac{E_s}{\Psi_s} \cdot J_s, \quad (5)$$

где  $J_b^{(сж)}$ ,  $J_s$  – моменты инерции для сжатой зоны и для арматуры, отсчитываемые относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения.

Увеличение числа компонентов сечения (например, в комбинированных конструкциях) приводит к появлению новых слагаемых в расчетных зависимостях и трудностям при задании функции напряжений. Решение задач существенно усложняется, когда напряженное состояние изменяется не только по высоте, но и по ширине сечения, например, при воздействии агрессивной среды с нескольких сторон [1].

Несомненным преимуществом интегрального метода В. М. Бондаренко является возможность учета реологических процессов в бетоне. Для решения задач силового сопротивления бетона в неравновесной режимно-наследственной постановке достаточно знать закон изменения фибровых напряжений  $\sigma_\phi$  во времени.

Другой вариант интегрального метода основан на задании напряженного состояния бетона путем подстановки закона изменения деформаций по высоте сечения в уравнения состояния. В результате интегрирования эпюр напряжений определяются равнодействующие усилий в сжатой и растянутой зонах, которые участвуют затем в уравнениях равновесия. Отметим, что эта задача может решаться как относительно напряжений, так и относительно деформаций.

Рассмотренный прием был использован в работах А. Б. Гольшева и В. Я. Бачинского [3], Б. С. Расторгуева [4], А. В. Боровских и В. Г. Назаренко [5], В. И. Колчунова и А. И. Никулина [6] и др. В отличие от метода интегральных оценок В. М. Бондаренко, этот подход не позволяет учитывать градиентные эффекты силового сопротивления бетона при неоднородном напряженном состоянии.

Представленный интегральный подход получил существенное развитие в так называемых *блочных* моделях силового сопротивления железобетона. Идея расчета железобетонных элементов с трещинами в виде системы упругих блоков, взаимодействующих между собой по сжатой зоне и растянутой арматуре (Н. М. Westergaard, 1932), получила развитие в работах А. А. Гвоздева, Ю. В. Зайцева, Вл. И. Колчунова и др.

Задача определения напряжений и деформаций рассматривается как контактная для смежных блоков с удовлетворением граничных условий по длине блока, учитывающих сцепление арматуры с бетоном, и по линии контакта между блоками, включая особенности поля напряжений в вершине трещины, моделируемого методами механики разрушения.

Трещины рассматриваются здесь как локальные нарушения сплошности материала, что дает возможность в необходимой мере детализировать расчет и учитывать, например, ветвление нормальных трещин при ухудшении условий сцепления арматуры с бетоном [7]. Блочные модели позволяют существенно расширить диапазон решаемых задач силового сопротивления железобетона, однако их численная реализация затрудняется из-за недостаточной изученности основных структурных характеристик процесса трещинообразования бетона.

Анализируя возможность применения интегральных моделей и методов к оценке термосилового сопротивления железобетона, отметим, что при неоднородном нагреве, который бывает, как правило, с нескольких сторон, распределение напряжений по сечению железобетонного элемента оказывается настолько сложным, что его предварительное априорное задание не представляется возможным. Поэтому применение интегральных моделей для анализа термосилового сопротивления железобетонных элементов было бы весьма затруднительным. Гораздо проще эту задачу можно решить, если моделировать напряженное состояние расчетным путем. Реализация такого подхода возможна только на основе использования дискретных моделей.

**В дискретных моделях** сечение представлено в виде набора достаточно большого числа компонентов, в пределах каждого из которых напряжения, деформации и свойства материала принимаются постоянными. Считается, что каждый компонент работает в условиях осевого сжатия или растяжения, и его поведение характеризуется соответствующей диаграммой деформирования. Такой подход дает возможность достаточно простым путем учесть конструктивную и приобретенную неоднородность

свойств материалов по сечению, и реализовать, таким образом, общий случай расчета различных типов железобетонных элементов с произвольной конфигурацией поперечного сечения, при различных условиях внецентренного приложения сжимающего усилия и т. д. Дискретные модели принято также называть *деформационными*, потому что в качестве основных неизвестных в расчете принимаются деформации (как правило, линейное и угловое перемещения сечения).

Развитию дискретных (деформационных) моделей сопротивления железобетона в нашей стране посвящены исследования В. Н. Байкова, М. И. Додонова, Б. С. Расторгуева [8]; Н. И. Карпенко [9, 10]; А. С. Залесова, Т. А. Мухамедиева, Е. А. Чистякова [11] и др.

Деформационные модели включены в Нормы проектирования железобетонных конструкций в странах Европейского Сообщества, США и Японии, в Национальные нормы Украины и Белоруссии, в новейшие Российские нормативные документы (СНиП 52-01-03 и др.).

Вместе с тем, применение деформационных моделей ограничено в основном наиболее простым классом стержневых и балочных железобетонных элементов. Более широкие возможности при анализе силового сопротивления железобетона предоставляет *метод конечных элементов* (МКЭ) – универсальный и эффективный метод механики деформируемого твердого тела, основанный на представлении исходной континуальной (непрерывной) среды в виде совокупности конечных элементов заданной формы, соединенных между собой в *узлах* конечным числом связей. Все внешние нагрузки заменяются эквивалентными узловыми силами.

Теоретические основы МКЭ формулируются, как правило, на основе вариационного принципа Лагранжа, в соответствии с которым варьируются перемещения. При этом в качестве неизвестных принимаются обобщенные координаты узлов – *узловые смещения*, представляющие собой компоненты вектора перемещений вдоль осей координат, а также углы поворота элемента в узловых точках. Связь между узловыми смещениями и перемещениями точек тела в пределах каждого конечного элемента задают аппроксимирующими функциями – *функциями формы* элемента. Обычно в качестве таких функций используют полиномы.

От корректности выбора функций формы во многом зависит точность и достоверность получаемых результатов. В частности, аппроксимация решения только по критерию равенства узловых смещений приводит к разрывам в производных аппроксимирующей функции. Это является причиной возникновения погрешностей в определении усилий при удалении от узлов и неравномерной сходимости решения при измельчении сетки элементов.

Для повышения точности решения необходимо устанавливать сопряжение функций перемещений на границе между элементами не только по значениям самих функций перемещений, но и их производных до за-



данного порядка включительно (как сделано, например, в работе С. Б. Крылова [12]). Это позволяет обеспечить неразрывность как перемещений и углов поворота, так и изгибающих моментов и поперечных сил соседних элементов, увеличить размер конечных элементов и снизить наибольший порядок аппроксимирующих функций без ущерба для точности получаемых результатов.

Заметим, что дискретные (деформационные) модели сопротивления стержневых железобетонных элементов являются сильно упрощенным вариантом МКЭ. В указанных моделях изменением изгибающих моментов и продольных сил по длине элемента пренебрегают, а наличие поперечных сил не учитывают. Это дает возможность отказаться от использования функций формы элемента и принимать деформации каждого компонента сечения постоянными по длине элемента. Как уже отмечалось, совместность деформирования обеспечивается в этом случае на основе предпосылки о плоском деформировании сечения.

Применение МКЭ является наиболее целесообразным для сложных типов конструкций (пространственных, многократно статически неопределимых и т.д.). Расчет на основе МКЭ требует наличия эффективных программных комплексов (STARK, COSMOS, LIRA, SCAD, MSC/NASTRAN и др.). Вместе с тем, анализ напряженно-деформированного состояния достаточно распространенных стержневых конструкций может быть не менее эффективно выполнен с применением и более простых деформационных моделей. Построенные на их основе методы расчета имеют весьма компактные алгоритмы, не требуют сложного программного обеспечения, но при этом обладают четким физическим смыслом, сохраняют инженерную обзоримость, являются понятными и доступными для пользователей.

Сопоставление расчетов, выполненных по деформационной модели и на основе МКЭ, допустимо использовать в качестве проверки правильности полученных результатов, что особенно важно в условиях непрерывного повышения требований к конструктивной безопасности зданий и сооружений. По-видимому, эти причины и привели к широкому применению деформационных моделей в отечественных и международных нормативных документах.

По нашему мнению, развитие численных методов оценки огнестойкости железобетонных конструкций должно происходить на базе как специфических деформационных моделей сопротивления железобетона, так и общих конечно-элементных моделей механики деформируемого твердого тела, тем более, что во всех этих моделях могут быть использованы одни и те же уравнения термомеханического состояния материалов.

Не следует при этом забывать и о необходимости учета в рамках этих моделей специфических особенностей железобетона. Ниже будут рассмотрены только две из них, наиболее существенные на наш взгляд.

Первая из этих особенностей состоит в неравномерности деформирования бетона и арматуры в элементах с трещинами. Предложение В. И. Мурашева считать гипотезу плоских сечений справедливой только для средних деформаций арматуры и бетона, которые могут быть получены умножением соответствующих деформаций в сечении с трещиной на коэффициенты неравномерности  $\psi_b$  и  $\psi_s$ , приводит к необходимости использования этих коэффициентов только после появления трещин и вынужденного перехода от одной расчетной модели к другой. Поэтому различными авторами выдвигались предположения о возможности распространения области использования коэффициентов неравномерности и на элементы без трещин.

В интегральной модели В. М. Бондаренко [1] предлагается работу бетона растянутой зоны непосредственно не учитывать, а моделировать ее некоторым эквивалентным значением  $\psi_s$ . Технически это можно осуществить экстраполяцией зависимости для  $\psi_s$  на область работы элементов без трещин.

В модели А. Б. Голышева и В. Я. Бачинского [3], Б. С. Расторгуева [4] предлагается, наоборот, считать сечение работающим без трещин на всех стадиях деформирования (то есть квазисплошным), но учитывать наличие трещин путем постепенного уменьшения участвующей в расчете ширины растянутой зоны по мере роста нагрузки с помощью одного обобщенного коэффициента  $\psi_{br}$ .

В деформационной модели Н. И. Карпенко [9, 10], А. С. Залесова, Т. А. Мухамедиева, Е. А. Чистякова [11], включенной в новые Российские нормы проектирования железобетонных конструкций, коэффициент  $\psi_s$  предлагается учитывать только после появления трещин и включать его непосредственно в компоненты матрицы жесткости элемента.

Все эти предложения, основанные на применении предпосылки о справедливости гипотезы плоских сечений только для средних деформаций, направлены на разработку методики адекватной оценки жесткости элементов, не позволяющей, вместе с тем, рассматривать напряженное состояние сечения с трещиной. Однако при оценке огнестойкости железобетонных конструкций желательно анализировать напряженное состояние сечения с трещиной и общие деформации элементов на основе единого методологического подхода.

Второй важной особенностью деформирования железобетона является повышение деформативности бетона при неоднородном напряженном состоянии (изгиб, внецентренное сжатие) по сравнению с однородным напряженным состоянием (осевое сжатие). Из-за того, что это явление возникает под влиянием градиента деформаций, в литературе его принято называть *градиентным эффектом* силового сопротивления бетона. Наличие градиентного эффекта отмечается в работах большого числа исследователей. Особо следует отметить экспериментально-теоретические исследования, которые проводили О. Я. Берг, Ю. П. Гуца, Н. И. Карпенко,

Т. А. Мухамедиев, М. А. Сапожников, Л. Р. Маилян, В. Я. Бачинский, А. Н. Бамбура, В. М. Митасов, И. А. Узун, В. П. Чайка и др.

Установлено, что проявление градиентного эффекта зависит от вида напряженного состояния, формы и размеров поперечного сечения, интенсивности армирования, прочности бетона, режима и длительности нагружения. В работе [10] отмечается, что пока кривизна изогнутой оси элемента не превысит некоторое характеристическое значение, градиентный эффект можно не учитывать.

В отношении способов учета градиентного эффекта в расчетной модели существует два мнения. Первое из них заключается в трансформации диаграмм деформирования бетона в сторону увеличения деформаций. В частности, А. И. Никулин предложил оригинальный энергетический подход к трансформации диаграмм [6].

В то же время А. В. Боровских и В. Г. Назаренко [5] считают, что увеличение предельной деформативности бетона связано с его работой на нисходящем участке диаграммы. Степень проработки нисходящей ветви диаграммы зависит от условий поддержки краевых волокон, деформации которых превысили предельное значение, соответствующее вершине диаграммы, менее деформированными волокнами сечения, работающими в допредельной стадии. Поэтому в прямоугольном сечении градиентный эффект выражен сильнее, чем в двутавровом.

По нашему мнению, более правильным является объяснение повышения деформативности бетона его работой на нисходящей ветви диаграммы. Однако использование в расчетной модели полных диаграмм деформирования с нисходящими ветвями возможно только в том случае, если в качестве неизвестных в расчете приняты деформации. В случаях, когда задача решается в напряжениях, единственным способом учета градиентного эффекта является трансформация диаграмм (наличие нисходящей ветви при этом не является обязательным).

На основе проведенного обзора современного состояния моделей и методов расчетной оценки силового сопротивления железобетона можно сделать вывод, что наиболее приемлемыми для анализа термосилового сопротивления железобетона являются дискретные модели, поскольку они не требуют предварительного задания напряженного состояния сечения, а позволяют моделировать его непосредственно в ходе расчета.

#### Список литературы

1. Элементы теории реконструкции железобетона / В. М. Бондаренко, А. В. Боровских, С. В. Марков, В. И. Римшин ; под общ. ред. В. М. Бондаренко. – Н. Новгород : Нижегородский гос. арх.-строит. ун-т, 2002. – 190 с.
2. Мурашев В. И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона. – М. : Машстройиздат, 1950. – 267 с.
3. Голышев А. Б., Бачинский В. Я. К разработке прикладной теории расчета железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. – 1985. – № 6. – С. 16–18.

4. Расторгуев Б. С. Упрощенная методика получения диаграмм деформирования стержневых элементов в стадии с трещинами // Бетон и железобетон. – 1993. – № 3. – С. 16–19.
5. Боровских А. В., Назаренко В. Г. Теория силового сопротивления сжатых железобетонных конструкций. – М. : Отдел информационно-издательской деятельности РААСН, 2000. – 112 с.
6. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях / Г. А. Гениев, В. И. Колчунов, Н. В. Ключева, А. И. Никулин, К. П. Пятикрестовский. – М. : Изд-во АСВ, 2004. – 216 с.
7. Бондаренко В. М., Колчунов Вл. И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. – М. : Изд-во АСВ, 2004. – 472 с.
8. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям / В. Н. Байков, М. И. Додонов, Б. С. Расторгуев [и др.] // Бетон и железобетон. – 1987. – № 5. – С. 16–18.
9. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А., Сапожников М. А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. – М., 1987. – С. 4–24.
10. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с.
11. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам / А. И. Звездов, А. С. Залесов, Т. А. Мухамедиев, Е. А. Чистяков // Бетон и железобетон. – 2002. – № 2. – С. 21–25.
12. Крылов С. Б. Расчет железобетонных конструкций методом гладко-сопряженных элементов на основе точных частных решений : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / НИИЖБ. – М., 2003. – 43 с.