

УДК 624.012.45
EDN: VBFIAD

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-84-99](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-84-99)

С.В. КОУРКИН^{1*}, А.И. НИКУЛИН¹, Д.В. ОБЕРНИХИН¹

¹Белгородский государственный технологический университет (БГТУ) им. В.Г. Шухова, ул. Костюкова, 46, Белгород, Белгородская обл., 308012, Российская Федерация

ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ СРЕДНЕСКОРОСТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Аннотация

Введение. Рост числа аварийных и чрезвычайных ситуаций, отмечаемый в государственных докладах МЧС России за последние годы, подчёркивает необходимость изучения работы строительных конструкций при воздействиях с различной скоростью приложения нагрузки. Одним из наиболее интересных является среднескоростной диапазон нагружения, где напряжённо-деформированное состояние железобетонных элементов существенно отличается от статического и высокоскоростного режимов.

Цель. Исследование влияния среднескоростных воздействий на прочность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов с применением экспериментально-аналитического подхода.

Материалы и методы. В исследовании использованы данные испытаний 27 бетонных призм классов В25 и В45, разрушенных при трёх скоростных режимах: статическом, ускоренном (1–3 с) и умеренно ускоренном (8–12 с). Обработка результатов выполнена с применением критерия «трёх сигм» и 5%-го квантиля для формирования статистически репрезентативных диаграмм «напряжение (σ) – относительная деформация (ϵ)». Аналитическое моделирование осуществлялось с использованием дробно-рациональных зависимостей и энергетического критерия разрушения.

Результаты. Выявлено, что увеличение скорости нагружения приводит к росту предельной прочности бетона (на 9–20 % для В25 и 6–12 % для В45) и снижению соответствующих предельных деформаций (на 10–19 % и 5–13 %, соответственно). Для изгибаемых элементов установлено увеличение момента, соответствующего исчерпанию прочности элемента, на 1–2,3 % (для бетона В25) и 0,9–1,4 % (для бетона В45), а также рост момента трещинообразования на 6,6–13,8 % и 4,7–7,1 %, соответственно.

Выводы. Среднескоростное нагружение приводит к повышению прочности и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов при одновременном уменьшении их деформативности. Полученные ре-

зультаты уточняют параметры для расчётов по нелинейной деформационной модели и могут быть использованы при анализе особых воздействий.

Ключевые слова: железобетон, эксперимент, изгибаемые конструкции, обработка данных, методы расчета, прочность, трещиностойкость, среднескоростное нагружение

Для цитирования: Коуркин С.В., Никулин А.И., Обернихин Д.В. Прочность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных конструкций при среднескоростных воздействиях // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3(634). С. 84–99. DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-84-99](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-84-99) EDN: VBFIAD

Вклад авторов

Коуркин С.В. – подготовка и проведение эксперимента, анализ и обработка полученных результатов, выполнение экспериментально-аналитического расчета, написание статьи.

Никулин А.И. – разработка аналитических методов расчета прочности и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов, удовлетворяющих различным скоростным режимам нагружения, анализ результатов эксперимента и расчетов, корректировка статьи.

Обернихин Д.В. – подготовка и проведение эксперимента, корректировка статьи.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 14.12.25

Поступила после рецензирования 27.02.26

Принята к публикации 05.03.26

S.V. KOURKIN¹, A.I. NIKULIN¹, D.V. OBERNIKHIN¹

¹Belgorod State Technological University (BSTU) named after V.G. Shukhov,
46 Kostyukova St., Belgorod, Belgorod Region, 308012, Russian Federation

STRENGTH AND CRACK RESISTANCE OF BENDABLE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER INTERMEDIATE-SPEED LOADING

Abstract

Introduction. The increase in the number of accidents and emergencies noted in the state reports of the Russian Ministry of Emergency Situations in recent years highlights the need to study the operation of building structures under impacts with varying rates of load application. One of the most interesting is the medium-speed loading range, where the stress-strain state of reinforced concrete elements differs significantly from static and high-speed modes.

Aim. Investigation of the influence of medium-velocity impacts on the strength and crack resistance of bendable reinforced concrete elements using an experimental and analytical approach.

Materials and methods. The study used test data from 27 concrete prisms of classes B25 and B45, destroyed at three speed modes: static, accelerated (1–3 s) and moderately accelerated (8–12 s). The results were processed using the three sigma criterion and the 5 % quantile to form statistically representative diagrams «stress (σ) – relative strain (ϵ)». Analytical modeling was carried out using fractional-rational dependencies and the energy criterion of destruction.

Results. It was found that an increase in the loading rate leads to an increase in the ultimate strength of concrete (by 9–20 % for B25 and 6–12 % for B45) and a decrease in the corresponding ultimate deformations (by 10–19 % and 5–13 %, respectively). For bent elements, an increase in the moment corresponding to the exhaustion of the element strength was found by 1–2.3 % (for concrete B25) and 0.9–1.4 % (for concrete B45), as well as an increase in the moment of cracking by 6.6–13.8 % and 4.7–7.1 %, respectively.

Conclusions. Medium-speed loading leads to an increase in the strength and crack resistance of bendable reinforced concrete elements while reducing their deformability. The results obtained refine the parameters for calculations based on the nonlinear deformation model and can be used in the analysis of special effects.

Keywords: reinforced concrete, experiment, bendable structures, data processing, calculation methods, strength, crack resistance, intermediate-speed loading

For citation: Kourkin S.V., Nikulin A.I., Obernikhin D.V. Strength and crack resistance of bendable reinforced concrete structures under intermediate-speed loading. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3 (634), pp. 84–99. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-84-99](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-84-99)

Authors contribution statement

Kourkin S.V. – preparation and conduct of an experiment, analysis and processing of the obtained results, performing experimental and analytical calculations, writing an article.
Nikulin A.I. – development of analytical methods for calculating the strength and crack resistance of bendable reinforced concrete elements that meet various intermediate speed loading conditions, analysis of experimental and computational results, correction of the article.

Obernikhin D.V. – preparation and conduct of the experiment, correction of the article.

Funding

The study had no sponsorship.

Conflict of interest

The authors declare that there is no conflict of interest.

Received 14.12.25

Revised 27.02.26

Accepted 05.03.26

Введение

Анализ государственных докладов МЧС «О состоянии защиты населения и территорий Российской Федерации от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера» за период с 2015 года фиксирует рост числа аварийных воздействий на строительные объекты, что требует учёта работы конструкций при нагрузках различной скорости приложения. Спектр таких воздействий охватывает области от статического до мгновенного (импульсного или динамического) нагружения.

Существующие экспериментальные данные и расчётные модели преимущественно относятся к статическим или высокоскоростным нагрузкам и недостаточно описывают поведение конструкций при среднескоростном нагружении. Именно поэтому среднескоростной диапазон, занимающий промежуточное положение между мгновенными и длительными воздействиями, представляет наибольший интерес. Для изгибаемых железобетонных элементов такие условия сопровождаются изменением напряжённо-деформированного состояния и отклонением предельных значений прочности и трещиностойкости от статических оценок.

Настоящее исследование направлено на выявление особенностей работы изгибаемых железобетонных элементов в условиях среднескоростных воздействий, уточнение их характеристик по прочности и трещиностойкости, а также на подготовку расчётных положений для применения в инженерной практике при анализе особых режимов нагружения.

Экспериментальное исследование

Для определения влияния скорости нагружения на физико-механические характеристики бетона, имеющие существенное влияние на прочность и трещиностойкость железобетонных конструкций, были изготовлены опытные образцы, представляющие из себя 27 бетонных призм двух классов по прочности. Из бетона В25 были изготовлены 12 образцов и разбиты на 3 серии, каждая из которых включала в себя по 4 экземпляра. Из бетона В45 – 15 образцов, по 3 серии, включающие по 5 экземпляров.

В соответствии с программой экспериментальных исследований каждая серия образцов подвергалась испытанию при заданной скорости нагружения, имитирующей различные условия увеличения нагрузки. Для первой серии была реализована стандартная схема статического нагружения, включающая ступенчатое приложение нагрузки с шагом 10 % от прогнозируемой разрушающей нагрузки. При этом обеспечивалась постоянная скорость нагружения, не превышающая 0,01 МПа/с.

Скоростной режим для второй серии образцов определялся в соответствии с предельными техническими возможностями испытательного пресса и направлялся на создание максимально короткого интервала времени до разрушения. В данных условиях разрушение образцов происходило в пределах 1–3 секунд при скорости нагружения, составляющей 10 МПа/с для бетона класса В25 и 12,5 МПа/с – для В45.

Для получения промежуточных данных, отражающих влияние умеренно ускоренного нагружения, третья серия испытывалась при условиях достижения разрушения в интервале от 8 до 12 секунд. В этом случае скорость нагружения составила 2 МПа/с и 3,5 МПа/с для образцов классов В25 и В45, соответственно (рис. 1). Данный подход позволил количественно оценить влияние интенсивности нагружения на поведение бетона при центральном сжатии.



Рис. 1. Проведение испытаний на прессах «ПММ-125» и «Hydraulic Universal Testing Machine» модели WEW-600 (С.В. Кожуркин)

Fig. 1. Testing on the PMM-125 press and the WEW-600 Hydraulic Universal Testing Machine (S.V. Kourkin)

Обработка экспериментальных данных

Описание результирующих диаграмм для каждой серии образцов, сформированных на основе совокупности эмпирических наблюдений, основывается на критерии «трех сигм». Данный подход предполагает, что практически вся выборка случайной величины, подчиняющейся нормальному закону распределения, располагается в пределах интервала [1, 2]. Корректность использования такого критерия обеспечивается проверкой соответствия выборочных данных нормальному распределению, плотность вероятности которого описывается формулой 1:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}, \quad (1)$$

где μ – математическое ожидание; σ – стандартное отклонение.

Достоверность того, что рассчитанный доверительный интервал содержит истинное математическое ожидание анализируемой статистической совокупности, определяется по зависимостям (2):

$$P(|x - \mu| < \sigma) = 2\Phi\left(\frac{\sigma}{\sigma}\right) \approx 0,6826 (68,3\%)$$

$$P(|x - \mu| < 2\sigma) = 2\Phi\left(\frac{2\sigma}{\sigma}\right) \approx 0,9545 (95,5\%), \quad (2)$$

$$P(|x - \mu| < 3\sigma) = 2\Phi\left(\frac{3\sigma}{\sigma}\right) \approx 0,9973 (99,7\%)$$

где $\Phi(x)$ – функция Лапласа, вычисляемая по формуле 3 или определяемая по табличным значениям:

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{t^2}{2}} dt. \quad (3)$$

Поскольку статистически обоснованным принято считать результат, расположенный в пределах двух среднеквадратических отклонений от математического ожидания, при обработке экспериментальных данных используется доверительный интервал уровня 95 %, что соответствует допустимой вероятности ошибки порядка 5 % [3, 4].

В качестве примера рассматриваем построение и анализ графиков плотности вероятности нормального распределения для относительных деформаций первой серии образцов бетона класса В45 при разном уровне напряжения в сечениях испытываемых призм. Результаты анализа представлены на рис. 2.

Применение отбора экспериментальных данных с использованием 5 %-го квантиля позволило исключить статистически выбивающиеся наблюдения, обеспечив формирование репрезентативных обобщённых зависимостей между напряжениями и деформациями. Итоговые диаграммы напряжённо-деформированного состояния для всех серий образцов представлены на рис. 3.

Результаты корреляционно-регрессионного анализа полученных экспериментальных данных представлены в научных статьях [5, 6].

Аналитическое описание деформативно-прочностных характеристик бетона при различных скоростях нагружения для центрального, неоднородного сжатия и растяжения

Для аналитического представления диаграмм деформирования бетона при центральном сжатии и растяжении, соответствующих различным режимам нагружения, используется дробно-рациональная зависимость, предложенная А.И. Никулиным:

$$\sigma_i = \frac{E_{bn1}\varepsilon_i(1 + D_j\varepsilon_i)}{1 + C_j\varepsilon_i}, \quad (4)$$

где E_{bn1} , D_j и C_j – начальный модуль упругости, а также параметры, характеризующие нелинейность деформирования бетона в условиях центрального нагружения, определяемые экспериментально-теоретическим методом ($j = bn1$ – для эталонных диаграмм деформирования бетона при центральном сжатии; $j = btn1$ – при центральном растяжении); σ_i и ε_i – значения напряжений и деформаций на рассматриваемом этапе нагружения.

Важно подчеркнуть, что используемый в зависимости (4) начальный модуль упругости E_{bn1} не является аналогом экспериментально устанавливаемого нормативного модуля E_{bn} , фактически являющегося секущим модулем деформации бетона.

Определение неизвестных параметров дробно-рациональной зависимости опирается на совокупность допущений, которые могут быть выражены в аналитическом виде (5). Далее по тексту верхний индекс «Э» характеризует параметры, полученные по результатам экспериментального исследования, «А» – аналитически выведенные параметры, «Т» – теоретические параметры, полученные приведением экспериментально-аналитических параметров к общепринятым постулатам.

$$\begin{cases} E_{bn1} = \frac{E_{bn}}{0,7} \left(1 - \frac{0,3R_{bn}^{\text{Э}}}{E_{bn}\varepsilon_{bR}^{\text{Э}}} \left(2 - \frac{R_{bn}^{\text{Э}}}{E_{bn}\varepsilon_{bR}^{\text{Э}}} \right) \right) \\ D_j = -\frac{R_w}{E_{bn1}\varepsilon_m^2} \\ C_j = \frac{E_{bn1}}{R_w} - \frac{2}{\varepsilon_m} \end{cases}, \quad (5)$$

где $R_{bn}^{\text{Э}}$ – экспериментальное предельное сопротивление бетона при осевом сжатии; $R_w = R_{bn}$ – предельное сопротивление бетона сжатию ($R_w = R_{bn}$ – растяжению); $\varepsilon_m = \varepsilon_{bR}$ – предельные деформации для эталонных диаграмм деформирования бетона при центральном сжатии ($\varepsilon_m = \varepsilon_{bR}$ – при растяжении).

Предельная прочность бетона при растяжении R_{btn}^A определяется методом интерполяции:

$$R_{btn}^A = R_{btn}^{\text{Э}-1} + (R_{bn}^{\text{Э}} - R_{bn}^{\text{Э}-1}) \frac{R_{btn}^{\text{Э}+1} - R_{btn}^{\text{Э}-1}}{R_{bn}^{\text{Э}+1} - R_{bn}^{\text{Э}-1}}, \quad (6)$$

где R_{btn}^A – аналитическое значение предельного сопротивления бетона растяжению, соответствующее $R_{bn}^{\text{Э}}$; $R_{bn}^{\text{Э}-1}$ и $R_{bn}^{\text{Э}+1}$ – граничные нормативные сопротивления бетона сжатию, для которых экспериментальное значение является промежуточным; $R_{btn}^{\text{Э}-1}$ и $R_{btn}^{\text{Э}+1}$ – нормативные сопротивления бетона растяжению, соответствующие $R_{bn}^{\text{Э}-1}$ и $R_{bn}^{\text{Э}+1}$.

Величина предельной относительной деформации бетона при растяжении ε_{bR}^A определяется на основании эмпирической зависимости, сформированной по результатам обобщения данных экспериментальных исследований, опубликованных в научной литературе [7, 8]:

$$\varepsilon_{bR}^A = \frac{1}{15} \sqrt[3]{\left(\frac{R_{btn}^A}{E_{bn}} \right)^2}, \quad (7)$$

Следует отметить, что напряжённо-деформированное состояние бетона в изгибаемых элементах заметно отличается от условий, характерных для конструкций, функционирующих в условиях центрального сжатия или растяжения, так как бетон работает одновременно в двух принципиально

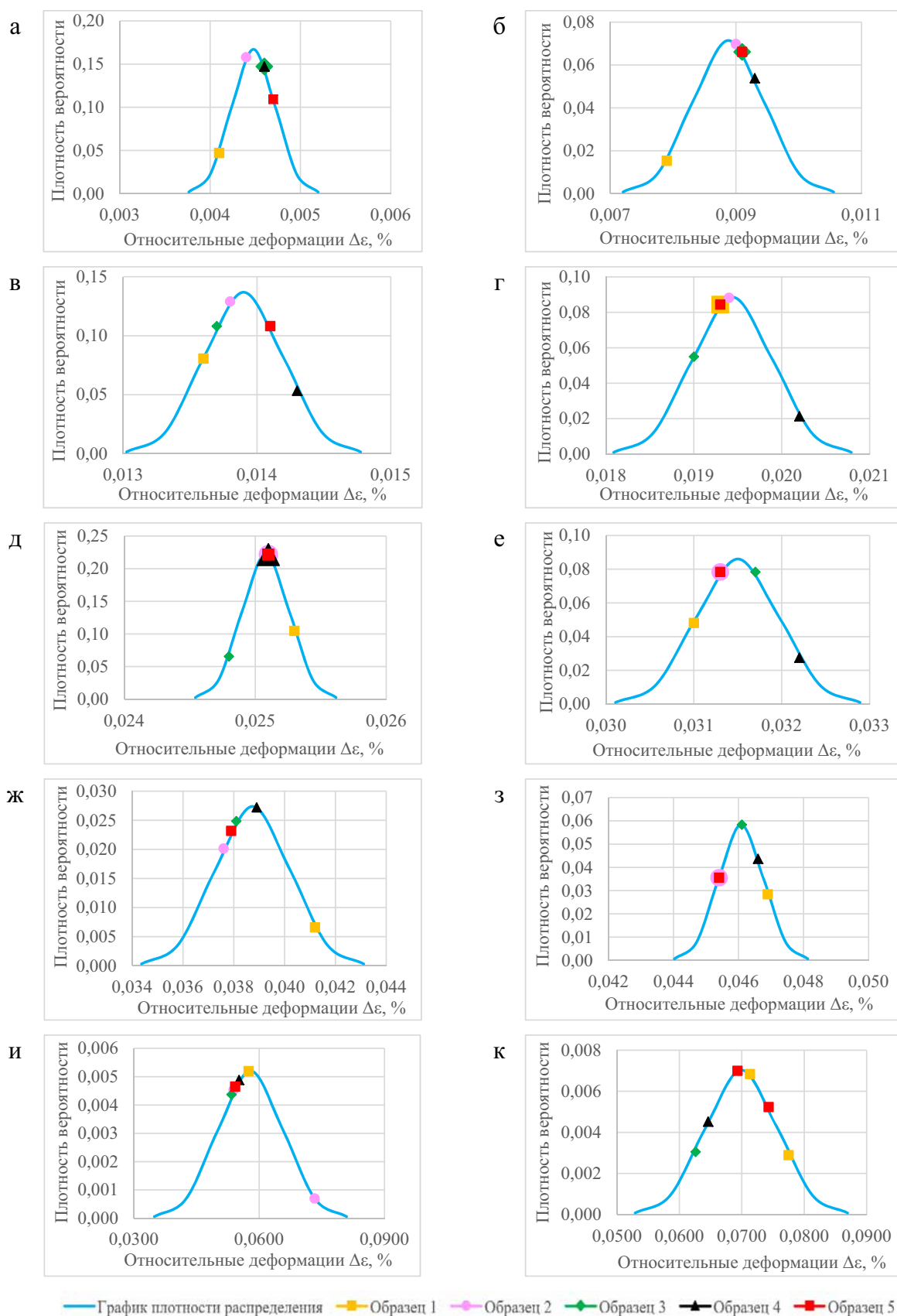


Рис. 2. Графики плотности вероятности нормального распределения при напряжениях: 3000 кПа (а); 6000 кПа (б); 9000 кПа (в); 12000 кПа (г); 15000 кПа (д); 18000 кПа (е); 21000 кПа (ж); 24000 кПа (з); 27000 кПа (и), и 30000 кПа (к)

Fig. 2. Probability density graphs of the normal distribution at stresses of 3000 kPa (a), 6000 kPa (б), 9000 kPa (в), 12000 kPa (г), 15000 kPa (д), 18000 kPa (е), 21000 kPa (ж), 24000 kPa (з), 27000 kPa (и), and 30000 kPa (к)

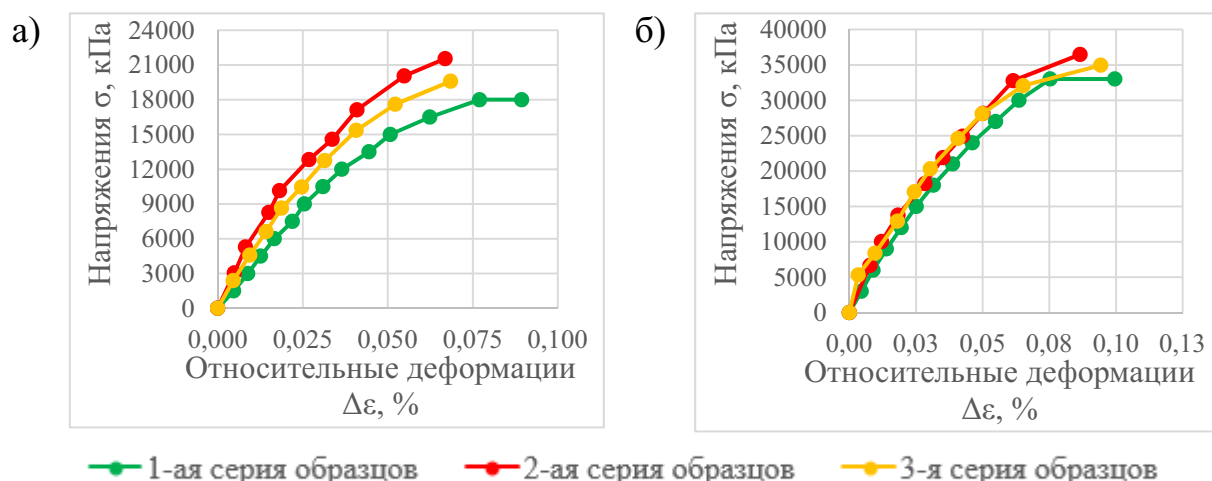


Рис. 3. Результирующие диаграммы образцов бетона: а) В25, б) В45
Fig. 3. Resulting stress-strain diagrams of concrete specimens: а) В25, б) В45

различных зонах – сжатой и растянутой, что формирует неоднородную картину распределения напряжений и деформаций.

Описание поведения бетона при неоднородном сжатии и растяжении, возникающем при различных режимах нагружения, достигается путём трансформирования эталонной диаграммы (4) согласно энергетическому подходу к предельному состоянию с последующим использованием модифицированной дробно-рациональной зависимости [9, 10]:

$$\sigma_i = \frac{E_{bn2}\varepsilon_i(1 + D_g\varepsilon_i)}{1 + C_g\varepsilon_i}, \quad (8)$$

где E_{bn2} , D_g и C_g – начальный модуль упругости, а также параметры, характеризующие нелинейность деформирования бетона в условиях неоднородной работы материала ($g = bn2$ – для эталонных диаграмм деформирования бетона при неоднородном сжатии; $g = btn2$ – при неоднородном растяжении).

Определение искомых параметров дробно-рациональной зависимости для случая неоднородного напряжённого состояния основывается на совокупности принципов, отражающих физические особенности деформирования бетона. Эти положения далее формализуются в виде следующей системы уравнений:

$$\left\{ \begin{array}{l} D_g = -\frac{R_w}{E_{bn2}\varepsilon_k^2} \\ C_g = \frac{E_{bn2}}{R_w} - \frac{2}{\varepsilon_k} \\ \int_0^{\varepsilon_{bR}} \sigma_{bn} d\varepsilon = \frac{1}{x_c} \int_0^{x_c} \int_0^{\varepsilon_{bz}} \sigma_{bnz} d\varepsilon dz, \\ \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_k} = \frac{\int_0^{x_h} \sigma_{wz} z_h dz}{x_h \int_0^{x_h} \sigma_{wz} dz} \end{array} \right. \quad (9)$$

где $\sigma_{wz} = \sigma_{bnz}$ – действующее напряжение сжатия в анализируемом волокне эпюры напряжений ($\sigma_{wz} = \sigma_{bnz}$ –

напряжение растяжения); $\varepsilon_k = \varepsilon_{bu}$ – предельные деформации для эталонных диаграмм деформирования бетона при неоднородном сжатии ($\varepsilon_k = \varepsilon_{btu}$ – при растяжении); $\varepsilon_{wz} = \varepsilon_{bnz}$ – значение относительной деформации, соответствующее текущему состоянию рассматриваемого волокна в эпюре деформаций сжатой зоны бетона ($\varepsilon_{wz} = \varepsilon_{bnz}$ – растянутой зоны бетона); $x_h = x_c$ – высота сжатой зоны изгибаемого железобетонного элемента ($x_h = x_t$ – высота растянутой зоны); $z_h = z_c$ – координата рассматриваемого волокна сжатой зоны, отсчитываемая от нейтральной оси сечения ($z_h = z_t$ – волокна растянутой зоны).

Исходя из общих положений механики разрушения бетона, можно считать, что энергетический критерий разрушения, введённый Бондаренко В.М. [11] и развитый в последующих исследованиях Меркулова С.И. [12], применим и для оценки прочности материала при различных скоростных режимах:

$$W_{ct} = W_{ck} = const, \quad (10)$$

где W_{ct} – удельная энергия деформирования в фибровом волокне сечения при статическом нагружении; W_{ck} – то же при скоростном нагружении.

Аналитическое отображение энергетического критерия в отношении образцов 1-й, 2-й и 3-й серий бетонов класса В25 и В45 будет иметь вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \int_0^{\varepsilon_{bR}^1} \sigma_i d\varepsilon_b^1 = \int_0^{\varepsilon_{bR}^{d3}} \sigma_i d\varepsilon_b^{d3} \\ \int_0^{\varepsilon_{bR}^{d3}} \sigma_i d\varepsilon_b^{d3} = \int_0^{\varepsilon_{bR}^{d2}} \sigma_i d\varepsilon_b^{d2} \end{array} \right. \quad (11)$$

где σ_i и ε_b^i – напряжение и относительная деформация в рассматриваемой точке эпюры напряжения при сжатии; R_{bn}^1 и ε_{bR}^1 – аналитические значения предельного сопротивления бетона и предельных относительных деформаций для образцов 1-й серии; R_{bn}^{d2} и ε_{bR}^{d2} – то же для образцов 2-й серии; R_{bn}^{d3} и ε_{bR}^{d3} – то же для образцов 3-й серии.

Поскольку экспериментальные и теоретические зависимости демонстрируют расхождения в пре-

дельных деформациях, выполняется итерационное уточнение теоретических параметров дробно-рациональной функции (4), обеспечивающих выполнение постулата об инвариантности удельной энергии.

Предельные деформации для центрального растяжения определяются аналогично, с заменой индексов у параметров сжатия на растяжение.

Полученные результаты представлены на рис. 4 и в таблицах 1 и 2:

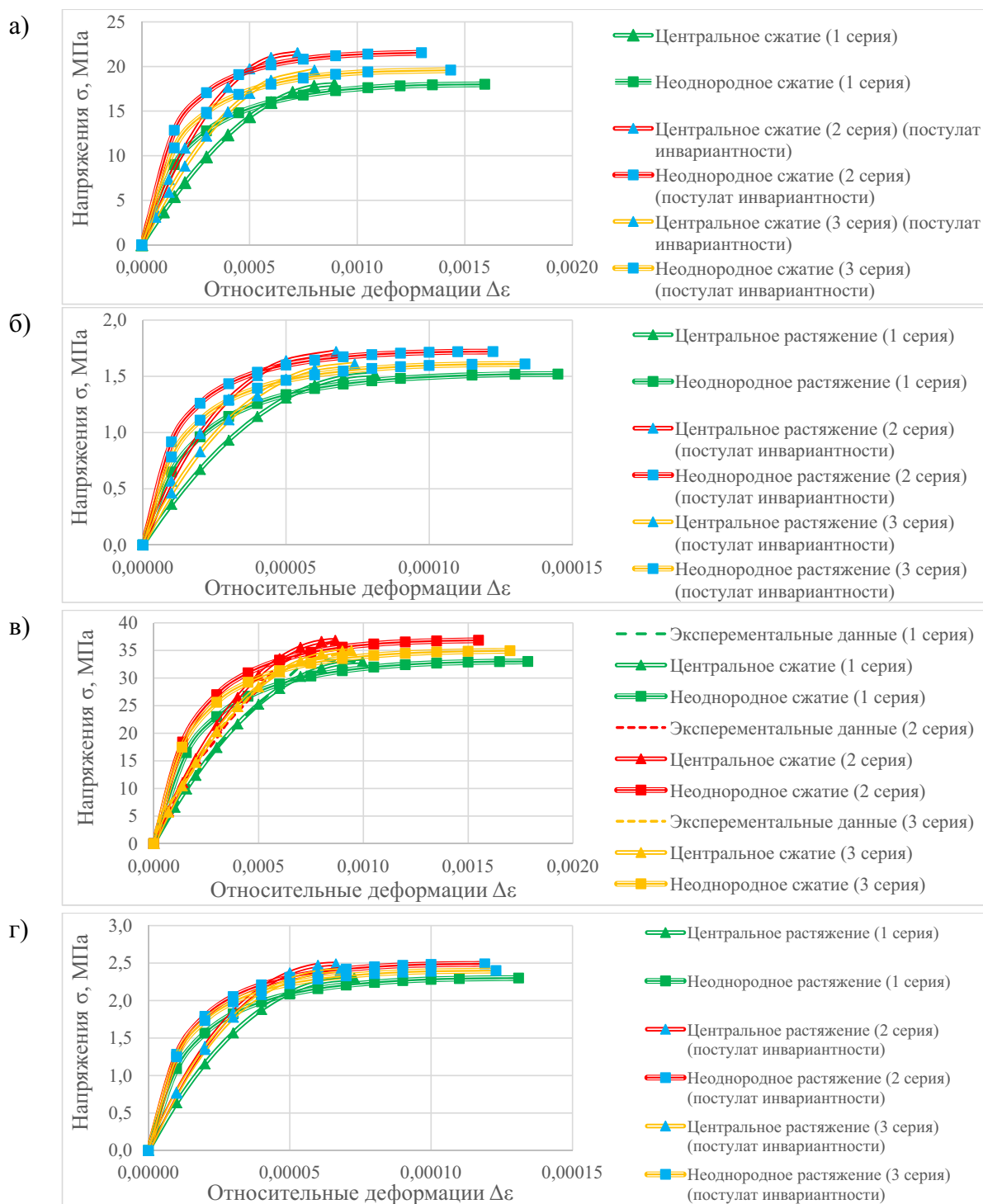


Рис. 4. Диаграммы напряжённо-деформированного состояния бетона:

а) В25 при центральном и неоднородном сжатии; б) то же при растяжении;

в) В45 при центральном и неоднородном сжатии; г) то же при растяжении

Fig. 4. Stress-strain diagrams of concrete:

а) B25 under centrally applied and non-uniform compression; б) the same under tension;

в) B45 under centrally applied and non-uniform compression; г) the same under tension

Таблица 1

Сравнительный анализ параметров диаграмм работы бетона В25 при различных режимах нагружения

Table 1

Comparative analysis of the parameters of B25 concrete stress–strain diagrams under different loading regimes

Параметры дробно-рациональной функции	Серия образцов				
	1-ая	2-ая	$\Delta_2 = \frac{X_2}{X_1}, \%$	3-я	$\Delta_3 = \frac{X_3}{X_1}, \%$
$R_{bn}^1, R_{bn}^{d2}, R_{bn}^{d3}$, МПа	18,00	21,54	↑ 19,67	19,59	8,83
$R_{btR}^1, R_{btR}^{d2}, R_{btR}^{d3}$, МПа	1,52	1,72	↑ 13,16	1,61	5,92
$E_{bn1}^1, E_{bn1}^{d2}, E_{bn1}^{d3}$, МПа	38811,11	65400,19	↑ 68,51	51344,74	32,29
$\varepsilon_{bR}^1, \varepsilon_{bR}^{d2}, \varepsilon_{bR}^{d3}$	0,000894	0,000723	↓ 19,13	0,000801	10,40
$\varepsilon_{btR}^1, \varepsilon_{btR}^{d2}, \varepsilon_{btR}^{d3}$	0,0000811	0,0000675	↓ 16,71	0,0000740	8,75
$E_{bn2}^1, E_{bn2}^{d2}, E_{bn2}^{d3}$, МПа	98825,20	166960,2	↑ 68,95	130975,10	32,53
$\varepsilon_{bu}^1, \varepsilon_{bu}^{d2}, \varepsilon_{bu}^{d3}$	0,001593	0,001299	↓ 18,46	0,001435	9,92
$\varepsilon_{btu}^1, \varepsilon_{btu}^{d2}, \varepsilon_{btu}^{d3}$	0,000145	0,000122	↓ 15,86	0,000133	8,28

где X_1, X_2, X_3 – рассматриваемые параметры 1-й, 2-й и 3-й серии образцов.

Таблица 2

Сравнительный анализ параметров диаграмм работы бетона В45 при различных режимах нагружения

Table 2

Comparative analysis of the parameters of B45 concrete stress–strain diagrams under different loading regimes

Параметры дробно-рациональной функции	Серия образцов				
	1-ая	2-ая	$\Delta = \frac{X_2}{X_1}, \%$	3-я	$\Delta = \frac{X_3}{X_1}, \%$
$R_{bn}^1, R_{bn}^{d2}, R_{bn}^{d3}$, МПа	33,00	36,84	↑ 11,64	34,95	5,91
$R_{btR}^1, R_{btR}^{d2}, R_{btR}^{d3}$, МПа	2,30	2,49	↑ 8,26	2,40	4,35
$E_{bn1}^1, E_{bn1}^{d2}, E_{bn1}^{d3}$, МПа	69941,25	87829,99	↑ 25,58	86747,65	24,03
$\varepsilon_{bR}^1, \varepsilon_{bR}^{d2}, \varepsilon_{bR}^{d3}$	0,000996	0,000866	↓ 13,05	0,000943	5,32
$\varepsilon_{btR}^1, \varepsilon_{btR}^{d2}, \varepsilon_{btR}^{d3}$	0,00007285	0,00006635	↓ 8,92	0,0000678	6,93
$E_{bn2}^1, E_{bn2}^{d2}, E_{bn2}^{d3}$, МПа	178449,90	224089,90	↑ 25,58	221248,70	23,98
$\varepsilon_{bu}^1, \varepsilon_{bu}^{d2}, \varepsilon_{bu}^{d3}$	0,001785	0,001550	↓ 13,17	0,001700	4,76
$\varepsilon_{btu}^1, \varepsilon_{btu}^{d2}, \varepsilon_{btu}^{d3}$	0,000131	0,000119	↓ 9,16	0,000123	6,10

где X_1, X_2, X_3 – рассматриваемые параметры 1-й, 2-й и 3-й серии образцов.

Анализ действующих нормативных документов [13, 14, 15, 16] свидетельствует о том, что при рассмотрении динамического упрочнения арматурных стержней соответствующие поправочные коэффициенты принимаются равными единице, то есть фактически не корректируют её прочностные и деформационные характеристики при режимах нагружения, отличных от статического. Основываясь на этом, расчёт изги-

баемых железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели выполняется с применением диаграмм деформирования арматуры, соответствующих её работе при статическом нагружении.

При использовании арматуры с выраженной физической площадкой текучести её работа на участках упругих деформаций, площадке текучести и самоупрочнения описывается следующей системой уравнений [17]:

$$\begin{cases} \text{Участок 1 } (0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{el}): \sigma_s = E_s \varepsilon_s \\ \text{Участок 2 } (\varepsilon_{el} < \varepsilon_s < \varepsilon_{yf}): \sigma_s = \sigma_{el} + \frac{E_{sn}(\varepsilon_s - \varepsilon_{el})[1 + D_{s1}(\varepsilon_s - \varepsilon_{el})]}{1 + C_{s1}(\varepsilon_s - \varepsilon_{el})} \\ \text{Участок 3 } (\varepsilon_{yf} < \varepsilon_s < \varepsilon_u): \sigma_s = \sigma_{yf} + \frac{E_{s2}(\varepsilon_s - \varepsilon_{yf})[1 + D_{s2}(\varepsilon_s - \varepsilon_{yf})]}{1 + C_{s2}(\varepsilon_s - \varepsilon_{yf})} \end{cases}, \quad (12)$$

где σ_s – напряжение в арматуре на рассматриваемой точке участка диаграммы; σ_{el} – напряжения, соответствующие пределу пропорциональности; σ_{yf} – напряжения, соответствующие пределу текучести; E_s – модуль упругости арматуры на участке пропорциональности; E_{sn} – модуль упругости арматуры в начальной точке участка условной текучести; E_{s2} – модуль упругости арматуры в начальной точке участка самоупрочнения; ε_s – относительные деформации арматуры в рассматриваемой точке участка диаграммы; ε_{el} – относительные деформации арматуры, соответствующие пределу пропорциональности; ε_{yf} – относительные деформации, характеризующее окончание площадки текучести; ε_u – предельная относительная деформация арматуры, соответствующая временному сопротивлению; C_{s1} , D_{s1} , C_{s2} , D_{s2} – параметры, характеризующие нелинейность работы арматуры на участках текучести и самоупрочнения.

Определение неизвестных параметров системы уравнений (12) основывается на ряде гипотез, численно представленных в следующем виде:

$$\left\{ \begin{aligned} E_{s2} &= \frac{\sigma_{yf}}{\varepsilon_{yf}} \left(1 - \frac{\sigma_{yf}}{\sigma_u} \right) \left\{ \frac{\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{yf}} + 1}{\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{yf}} - 1} - \frac{\frac{\sigma_u}{\sigma_{yf}} - 1}{\left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{yf}} - 1 \right)^2} \right\} \\ C_{s1} &= \frac{E_{sn}}{\sigma_{yf} - \sigma_{el}} - \frac{2}{\varepsilon_{yf} - \varepsilon_{el}} \\ D_{s1} &= \frac{\sigma_{yf} - \sigma_{el}}{E_{sn}(\varepsilon_{yf} - \varepsilon_{el})^2} \\ D_{s2} &= - \frac{\sigma_u - \sigma_{yf}}{E_{s2}(\varepsilon_u - \varepsilon_{yf})^2} \\ C_{s2} &= \frac{E_{s2}}{\sigma_u - \sigma_{yf}} - \frac{2}{\varepsilon_u - \varepsilon_{yf}} \end{aligned} \right. , \quad (13)$$

Численные значения напряжений и деформаций в характерных точках диаграммы растяжения арматурной стали принимаются на основе данных, опубликованных в научных исследованиях [18, 19, 20, 21], включающих экспериментально-аналитическую оценку её поведения. Итоговая зависимость, описывающая работу арматуры класса A500C при растяжении, приведена на рис. 5.

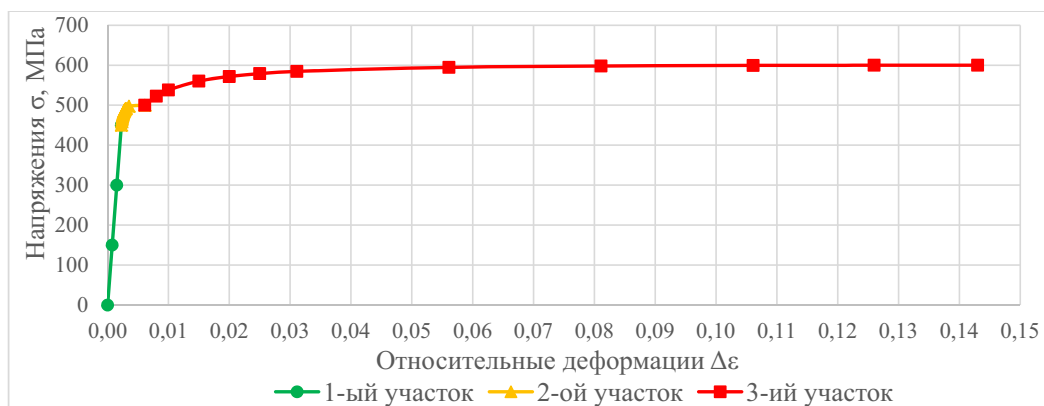


Рис. 5. Диаграмма растяжения арматурной стали класса A500C
Fig. 5. Tensile stress-strain diagram of A500C reinforcing steel

Прочность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных конструкций при различных скоростях нагружения

В дальнейшем в качестве анализируемого объекта используется условный участок плиты перекрытия

шириной b и толщиной h , функционирующий в условиях одноосного напряжённого состояния. Модель, описывающая работу такого элемента в момент достижения им предельного состояния, приведена на рис. 6:

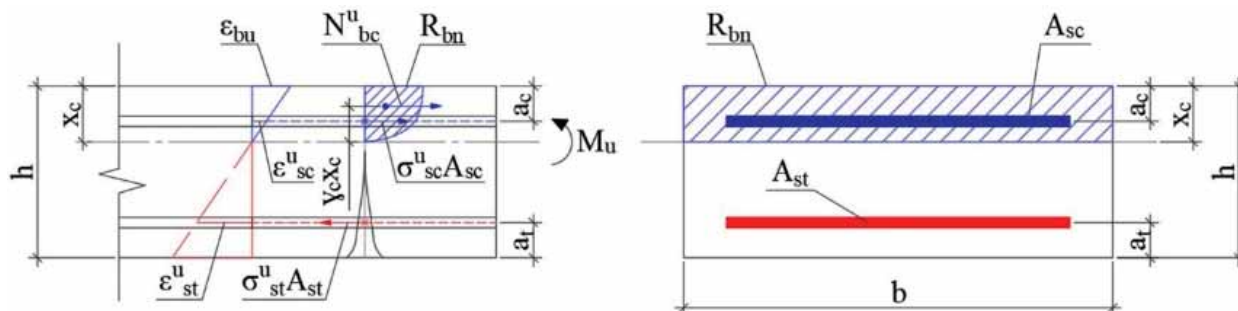


Рис. 6. Схема распределения внутренних усилий, напряжений и деформаций в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента при достижении им предельного состояния по прочности

Fig. 6. Diagram of the distribution of internal forces, stresses, and strains in the normal section of a flexural reinforced concrete element when it reaches the ultimate strength limit state

Предельный изгибающий момент (M_u) и положение нейтральной оси (x_c) по высоте его поперечного

сечения (h) определяются из системы уравнений равновесия:

$$\begin{cases} bx_c \omega_c R_{bn} + \sigma_{sc}^u A_{sc} - \sigma_{st}^u A_{st} = 0 \\ M_u = bx_c^2 \omega_c \gamma_c R_{bn} + \sigma_{sc}^u A_{sc} (x_c - a_c) + \sigma_{st}^u A_{st} (h - x_c - a_t) \end{cases} \quad (14)$$

где R_{bn} – предельная прочность бетона при сжатии, принимаемая в зависимости от анализируемого режима нагружения ($R_{btn}^1, R_{btn}^{d2}, R_{btn}^{d3}$); A_{st}, A_{sc} – приведенная площадь растянутой и сжатой арматуры; a_t, a_c – расстояния до центров тяжести растянутой и сжатой арматуры от нижней и верхней граней поперечного сечения; $\sigma_{st}^u, \sigma_{sc}^u$ – напряжения в растянутой и сжатой арматуре на этапе истощения прочности; ω_c, γ_c – интегральные геометрические

характеристики эпюры напряжений в сжатой зоне бетона, соответствующие рассматриваемой серии образцов.

Анализ параметров ω_c и γ_c , отвечающих за геометрическую полноту и положение центра тяжести эпюры напряжений в зоне сжатия бетона для изгибаемого элемента прямоугольного очертания, выполняется с опорой на расчётную геометрическую модель, схематично представленную на рис. 7.

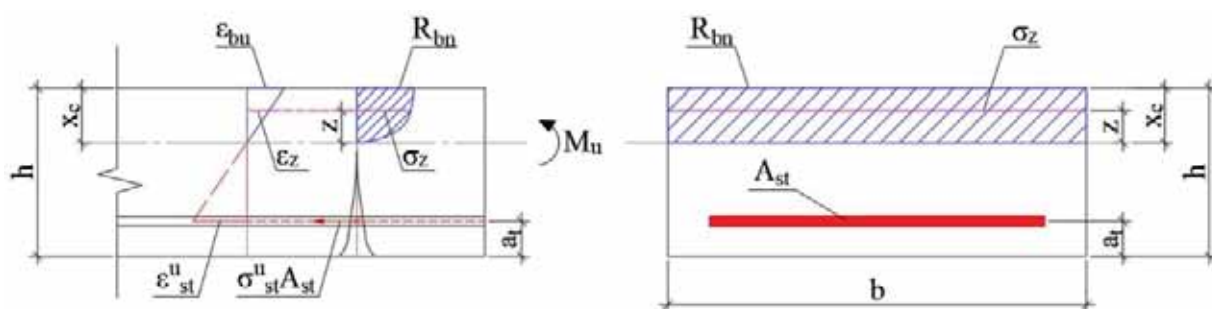


Рис. 7. Расчётная схема для определения интегральных геометрических характеристик эпюры напряжений в сжатой зоне бетона ($\gamma_c; \omega_c$) изгибаемого железобетонного элемента

Fig. 7. Computational scheme for determining the integral geometric characteristics of the stress diagram in the compressed concrete zone ($\gamma_c; \omega_c$) of a flexural reinforced concrete element

Величина коэффициента полноты эпюры напряжений в сжатой зоне изгибаемого элемента определяется на основе интегрального выражения:

$$\omega_c = \frac{V_{\sigma z}}{V_{Rbn}} = \frac{\int_0^{x_c} A_z dz}{R_{bn} b x_c} = \frac{\int_0^{x_c} \sigma_z b dz}{R_{bn} b x_c} = \frac{\int_0^{x_c} \sigma_z dz}{R_{bn} x_c}, \quad (15)$$

где $V_{\sigma z}$ – объем нелинейной эпюры напряжений, формируемой в сжатой зоне бетона, высотой x_c ; V_{Rbn} – объем постоянной по величине ($\sigma_z = R_{bn}$) эпюры напряжений, формируемой в сжатой зоне бетона, высотой x_c ; A_z – площадь нелинейной эпюры напряжений, формируемой в сжатой зоне бетона, и характеризуемая произведением площади дробно-рациональной функции (8) с граничными условиями (R_{bn}, ϵ_{bu}) на ширину рассматриваемого участка.

Относительная деформация ϵ_z , соответствующая ординате нелинейной эпюры напряжений σ_z , расположенной на расстоянии z от нейтральной оси, вычисляется на основании условия совместности деформаций, следующего из гипотезы плоских сечений:

$$\frac{\epsilon_z}{\epsilon_{bu}} = \frac{z}{x_c}, \quad (16)$$

Дробно-рациональная функция (8), с учетом принятого соотношения, для определения ординаты σ_z , имеет вид:

$$\sigma_z = \frac{E_{bn2} \epsilon_{bu} \frac{z}{x_c} \left(1 + D_{bn2} \epsilon_{bu} \frac{z}{x_c} \right)}{1 + C_{bn2} \epsilon_{bu} \frac{z}{x_c}}, \quad (17)$$

Относительное положение центра тяжести эпюры напряжений γ_c определяется через вычисление её статического момента относительно нейтральной оси:

$$\gamma_c x_c = \frac{\int_0^{x_c} A_z z dz}{\int_0^{x_c} A_z dz} = \frac{\int_0^{x_c} \sigma_z z dz}{\int_0^{x_c} \sigma_z dz}, \quad (18)$$

Совместность деформаций бетона и арматуры по высоте поперечного сечения изгибаемого элемента обеспечивается соотношениями (19) и (20), описывающими их взаимосвязь:

$$\frac{\epsilon_{sc}^u}{\epsilon_{bu}} = 1 - \frac{a_c}{x_c}, \quad (19)$$

где ϵ_{sc}^u – относительные деформации сжатой арматуры на этапе истощения несущей способности.

$$\frac{\epsilon_{st}^u}{\epsilon_{bu}} = \frac{h - a_t}{x_c} - 1, \quad (20)$$

где ϵ_{st}^u – относительные деформации растянутой арматуры на этапе истощения несущей способности.

Напряжения в сжатой и растянутой арматуре вычисляются по универсальной системе кусочных функций (12). Ниже данные функции представлены в обобщенной форме:

$$\sigma_{sc} = f_{sc}(\epsilon_{sc}), \quad (21)$$

$$\sigma_{st} = f_{st}(\epsilon_{st}). \quad (22)$$

Таким образом сформирована система разрешающих уравнений, решение которой осуществляется итерационным методом. Эта система составляет теоретическую основу расчётной процедуры для определения положения нейтральной оси (x_c) и предельного изгибающего момента (M_u) в железобетонных элементах при статическом и среднескоростном нагружении, что обеспечено её построением без использования эмпирических зависимостей.

Дальнейшие результаты расчёта представлены для фрагмента плиты перекрытия шириной 1 м и толщиной 0,20 м, армированного стержнями класса А500С. Расстояния от фибрового волокна бетона до центра

тяжести арматуры: 35 мм – для сжатой, 45 мм – для растянутой. В качестве исходных зависимостей использованы экспериментально-теоретические диаграммы бетона В25 и В45, испытанного при различных режимах нагружения. Для элементов из бетона В25 применено верхнее и нижнее фоновое армирование $\varnothing 12s200$ ($A_{sc} = 5,65 \text{ см}^2$), растянутая зона дополнительно армирована $\varnothing 16s200$ ($A_{st} = 13,69 \text{ см}^2$). Для элементов из В45 аналогичное верхнее и нижнее фоновое армирование $\varnothing 12s200$ ($A_{sc} = 5,65 \text{ см}^2$), при дополнительном армировании растянутой зоны $\varnothing 25s200$ ($A_{st} = 25,29 \text{ см}^2$). Результаты расчетов представлены в таблице 3, а соответствующие диаграммы НДС на рис. 8–10.

Таблица 3

Параметры системы разрешающих уравнений на этапе исчерпания несущей способности

Table 3

Parameters of the system of governing equations at the stage of load-bearing capacity exhaustion

Параметры	Бетон В25			Бетон В45		
	1-я серия	2-я серия	3-я серия	1-я серия	2-я серия	3-я серия
M_u , кНм	92,451	94,546	93,401	170,819	173,200	172,198
x_c , см	4,30	3,69	4,01	4,37	3,98	4,12
R_{bn} , МПа	18,00	21,54	19,59	33,00	36,84	34,95
ε_{bu}	0,001593	0,001299	0,001435	0,001785	0,001550	0,001700
ω_c	0,8442	0,8562	0,8526	0,8526	0,8507	0,8616
γ_c	0,5611	0,5566	0,5579	0,5579	0,5586	0,5546
σ_{st}^u , МПа	498,30	498,30	498,20	499,10	499,00	499,30
σ_{sc}^u , МПа	59,40	13,50	36,50	70,80	37,70	51,40
ε_{st}^u	0,004148	0,004154	0,004114	0,004552	0,004481	0,004691
ε_{sc}^u	0,000297	0,000068	0,000182	0,000354	0,000188	0,000257

Расчет в сертифицированном программном комплексе учитывает высоту растянутой зоны, но так как ее высота составляет менее 4 мм до нейтральной оси,

то при ручном расчете ей можно пренебречь за счет отсутствия существенного вклада в несущую способность элемента.

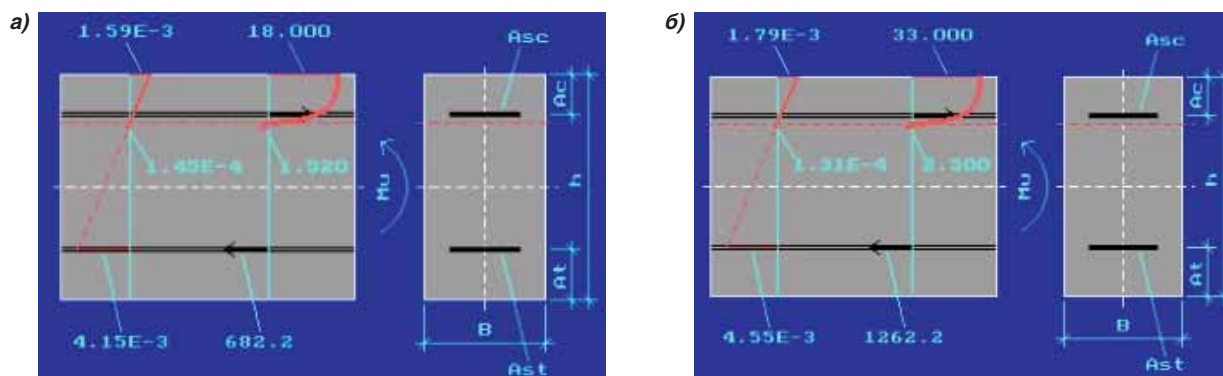


Рис. 8. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 1-й серии на этапе, непосредственно предшествующем исчерпанию его несущей способности:

а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 8. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the first-series specimens at the stage immediately preceding the exhaustion of its load-bearing capacity: а) B25 concrete; б) B45 concrete

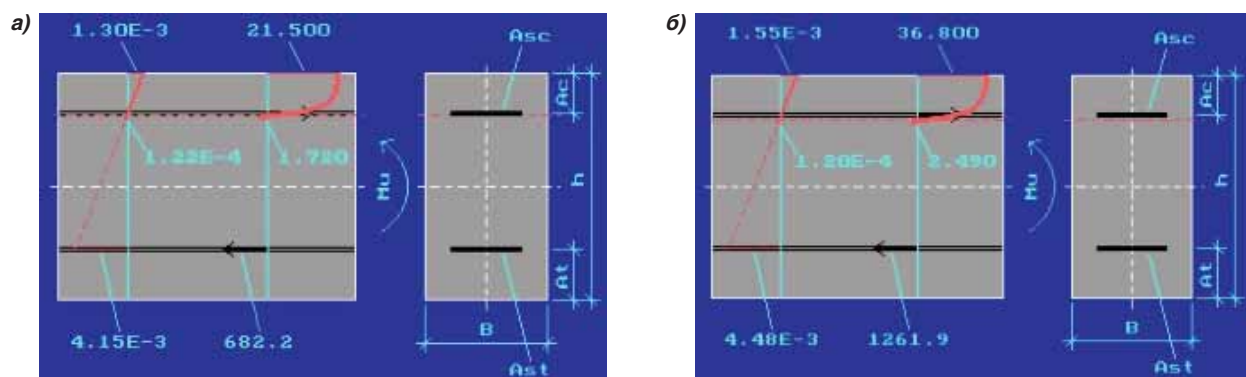


Рис. 9. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 2-й серии на этапе, непосредственно предшествующем исчерпанию его несущей способности: а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 9. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the second-series specimens at the stage immediately preceding the exhaustion of its load-bearing capacity: а) B25 concrete; б) B45 concrete

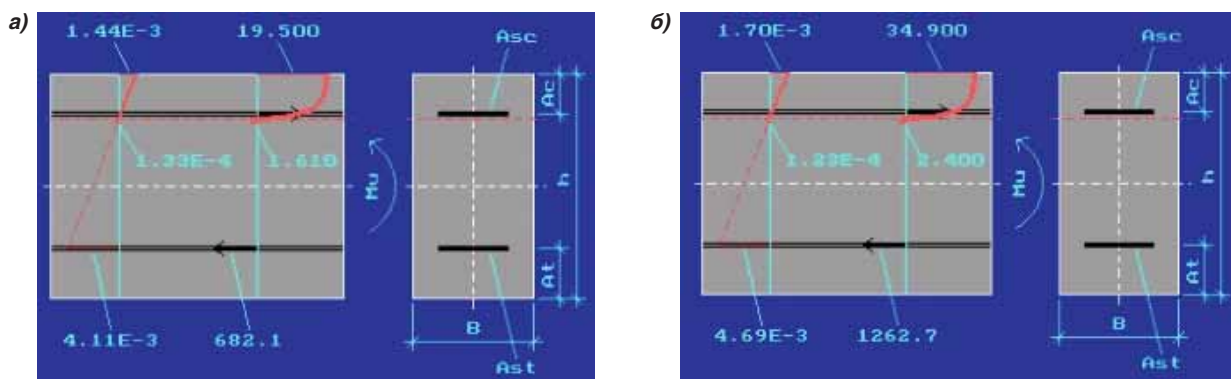


Рис. 10. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 3-й серии на этапе, непосредственно предшествующем исчерпанию его несущей способности: а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 10. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the third-series specimens at the stage immediately preceding the exhaustion of its load-bearing capacity: а) B25 concrete; б) B45 concrete

После прочностного расчета рассматривается методика оценки трещиностойкости. Расчёт, аналогично определению прочности, выполняется на основе диаграмм деформирования бетона (8) и арматуры

(12) с использованием гипотезы плоских сечений и системы уравнений равновесия. Расчётная схема, описывающая стадию, предшествующую образованию первой трещины, приведена на рис. 11.

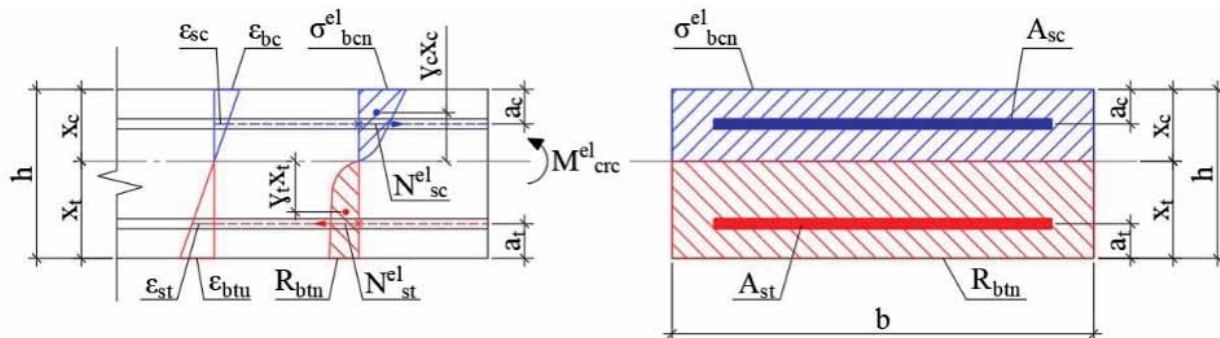


Рис. 11. Схема распределения внутренних усилий, напряжений и деформаций в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента на этапе, предшествующем образованию первой трещины

Fig. 11. Diagram of the distribution of internal forces, stresses, and strains in the normal section of a flexural reinforced concrete element at the stage preceding the formation of the first crack

С учётом работы растянутой зоны бетона до момента образования первой трещины система уравнений равновесия принимает следующий вид:

$$\begin{cases} bx_c\omega_c\sigma_{bcn}^{el} + \sigma_{sc}^{el}A_{sc} - bx_t\omega_tR_{btn} - \sigma_{st}^{el}A_{st} = 0 \\ M_{crc}^{el} = bx_c^2\omega_c\gamma_c\sigma_{bcn}^{el} + \sigma_{sc}^{el}A_{sc}(x_c - a_c) + \\ + bx_t^2\omega_t\gamma_tR_{btn} + \sigma_{st}^{el}A_{st}(x_t - a_t) \end{cases} \quad (23)$$

M_{cr}^{el} – изгибающий момент, предшествующий образованию первой трещины; σ_{bcn}^{el} – напряжение в фибровом волокне сжатой зоны изгибаемого элемента, соответствующее достижению предельной прочности бетона в фибровом волокне растянутой зоны, определяемое по принятой функции (8), в зависимости от рассматриваемого режима нагружения ($[\sigma_{bcn}^1; R_{btln}^1]; [\sigma_{bcn}^{d2}; R_{btln}^{d2}]; [\sigma_{bcn}^{d3}; R_{btln}^{d3}]$); x_t – высота растянутой зоны бетона; $\sigma_{st}^{el}, \sigma_{sc}^{el}$ – напряжения в растянутой и сжатой арматуре на этапе трещинообразования; ω_t, γ_t – интегральные геометрические характеристики эпюры напряжений в растянутой зоне бетона, соответствующие рассматриваемой серии образцов.

Вычисление интегральных геометрических характеристик ($\omega_c, \omega_t, \gamma_c, \gamma_t$) на стадии трещинообразования выполняется на основе интегральных зависимостей (15) и (18).

Относительные деформации сжатой (ε_z) и растянутой (ε_{zt}) зон, соответствующие ординатам нелинейных эпюр напряжений (σ_z) и (σ_{zt}), расположенных на расстояниях z и zt от нейтральной оси, определяются из условий совместности деформаций (24 ... 27), основанных на допущении о справедливости гипотезы плоских сечений:

$$\frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_{bc}} = \frac{z}{x_c}, \quad (24)$$

$$\frac{\varepsilon_{zt}}{\varepsilon_{btu}} = \frac{zt}{x_t}, \quad (25)$$

$$\frac{\varepsilon_{btu}}{x_t} = \frac{\varepsilon_{bc}}{x_c}, \quad (26)$$

$$x_t = h - x_c, \quad (27)$$

где ε_{bc} – относительная деформация, соответствующая возникающему в сжатой зоне напряжению (σ_{bcn}^{el}) на этапе, предшествующем образованию первой трещины ($\sigma_{zt} = R_{btln}$).

С учётом принятых условий деформирования дробно-рациональная функция (8) для сжатой и растянутой зон приобретает следующие формы:

$$\sigma_z = \frac{E_{bn2} \varepsilon_{bc} \frac{z}{x_c} \left(1 + D_{bn2} \varepsilon_{bc} \frac{z}{x_c} \right)}{1 + C_{bn2} \varepsilon_{bc} \frac{z}{x_c}}, \quad (28)$$

$$\sigma_{zt} = \frac{E_{btn2} \varepsilon_{btu} \frac{zt}{x_t} \left(1 + D_{btn2} \varepsilon_{btu} \frac{zt}{x_t} \right)}{1 + C_{btn2} \varepsilon_{btu} \frac{zt}{x_t}}, \quad (29)$$

Условия совместности деформаций бетона и арматуры по высоте сечения изгибаемого элемента определяются следующими зависимостями:

$$\frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{bc}} = 1 - \frac{a_c}{x_c}, \quad (30)$$

$$\frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{btu}} = 1 - \frac{a_t}{x_t}, \quad (31)$$

где $\varepsilon_{sc}, \varepsilon_{st}$ – относительные деформации сжатой и растянутой арматуры на этапе, предшествующем образованию первой трещины.

Напряжения в сжатой и растянутой арматуре на стадии трещинообразования определяются по ранее приведённым обобщённым зависимостям (21) и (22).

Таким образом сформирована система разрешающих уравнений, численное решение которой выполняется итерационным методом с учётом нелинейности входящих зависимостей. Эта система формирует основу расчётного подхода для определения напряжённо-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента на стадии трещинообразования при статическом и среднескоростном нагружении, что обеспечивается её построением без использования эмпирических зависимостей. Результаты расчёта ранее описанного участка плиты перекрытия на стадии трещинообразования приведены в таблице 4, а диаграммы НДС на рис. 12–14.

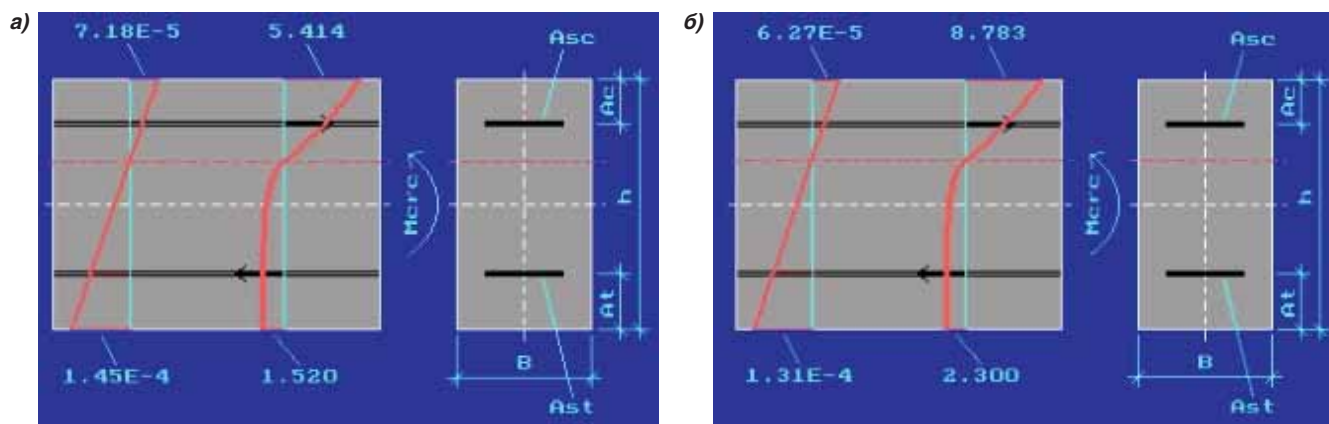


Рис. 12. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 1-й серии на этапе, непосредственно предшествующем образованию первой трещины:

а) бетона B25; б) бетона B45

Fig. 12. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the first-series specimens at the stage immediately preceding the formation of the first crack: а) B25 concrete; б) B45 concrete

Таблица 4

Параметры системы разрешающих уравнений на этапе трещинообразования

Table 4

Parameters of the system of governing equations at the crack formation stage

Параметры	Бетон В25			Бетон В45		
	1-я серия	2-я серия	3-я серия	1-я серия	2-я серия	3-я серия
M_{cr}^{el} , кНм	23,823	27,099	25,394	37,138	39,769	38,869
x_c , см	6,62	6,14	6,34	6,48	6,31	6,26
x_t , см	13,377	13,859	13,661	13,523	13,689	13,744
σ_{bcn}^{el} , МПа	5,41	6,74	6,07	8,78	9,73	9,55
R_{btn} , МПа	1,52	1,72	1,61	2,30	2,49	2,40
ε_{bc}	0,000072	0,000054	0,000062	0,000063	0,000055	0,000056
ε_{btu}	0,0001450	0,000122	0,000133	0,000131	0,000119	0,000123
ω_c	0,5451	0,5491	0,5482	0,5403	0,5397	0,5427
ω_t	0,8506	0,8690	0,8621	0,8567	0,8614	0,8652
γ_c	0,6518	0,06505	0,6508	0,6534	0,6535	0,6526
γ_t	0,5587	0,5518	0,5544	0,5564	0,5546	0,5532
σ_{st}^{el} , МПа	19,20	16,50	17,90	17,50	16,00	16,50
σ_{sc}^{el} , МПа	6,80	4,70	5,50	5,80	4,90	4,90
ε_{st}	0,000096	0,000083	0,000089	0,000087	0,000080	0,000082
ε_{sc}	0,000034	0,000023	0,000028	0,000029	0,000025	0,000025

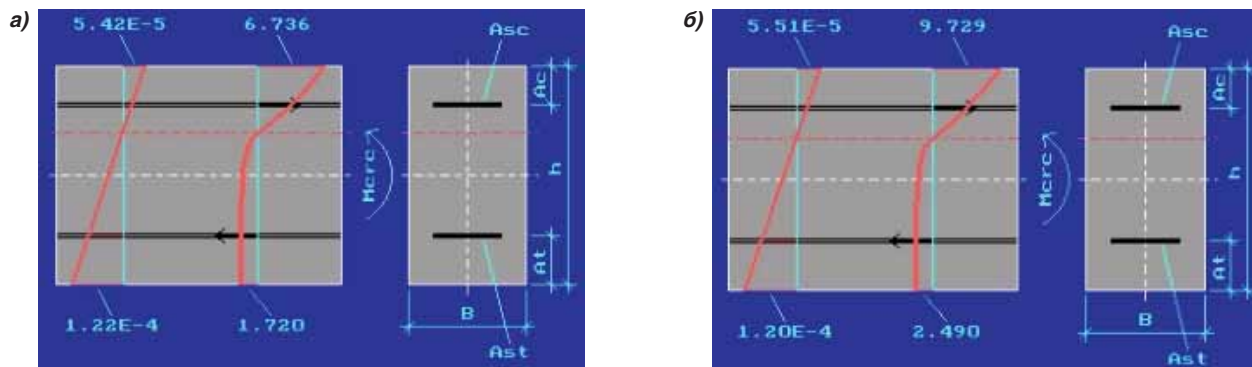


Рис. 13. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 2-й серии на этапе, непосредственно предшествующем образованию первой трещины: а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 13. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the second-series specimens at the stage immediately preceding the formation of the first crack: а) B25 concrete; б) B45 concrete

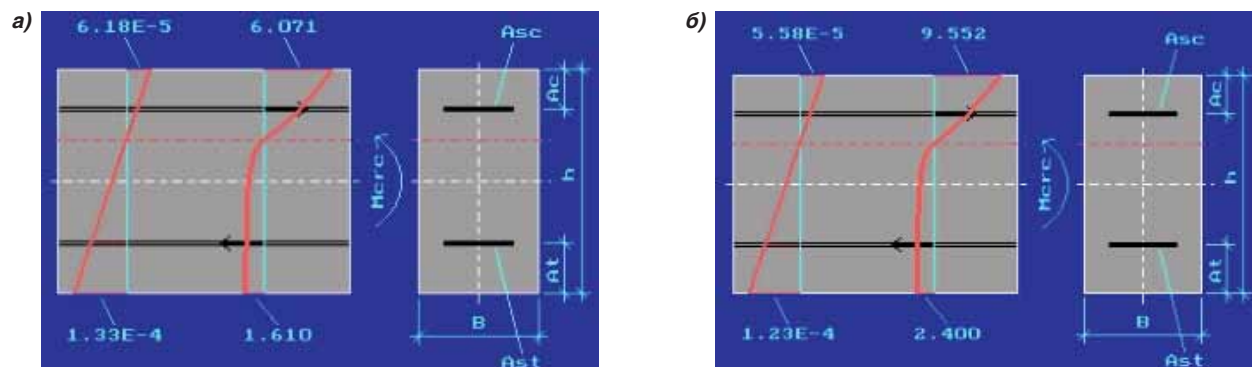


Рис. 14. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 3-й серии на этапе, непосредственно предшествующем образованию первой трещины: а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 14. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the third-series specimens at the stage immediately preceding the formation of the first crack: а) B25 concrete; б) B45 concrete

Выводы

Анализ влияния скорости нагружения выявил, что повышение скорости приложения нагрузки приводит к увеличению предельной прочности и снижению относительных деформаций бетона. Для бетона класса В25 прочность на сжатие возрастает на 9–20 %, на растяжение: на 6–13 %, при этом предельные деформации сжатия снижаются на 10–19 %, а растяжения – на 8–17 %. Для бетона класса В45 наблюдается рост прочности на сжатие в пределах 6–12 %, на растяжение: 4–8 %, а предельные деформации сжатия и растяжения уменьшаются на 5–13 % и 6–9 % соответственно.

Расчёт прочности изгибаемых железобетонных конструкций показал, что значение предельного изгибающего момента M_u , который может быть принят поперечным сечением элемента, увеличивается: для бетона В25 на 1–2,3 %, для В45: на 0,9–1,4 %. При этом нейтральная ось смещается вверх по сечению, что выражается в уменьшении высоты сжатой зоны: для В25 на 7–16,5 %, для В45: на 6–9,8 %.

Исследование трещиностойкости выявило рост момента образования первой трещины M_{cr} при ускоренном нагружении: для бетона В25 на 6,6–13,8 %, для В45 – на 4,7–7,1 %. Это объясняется увеличением предельного сопротивления бетона растяжению и более равномерным распределением напряжений между растянутой и сжатой зонами сечения. В результате наблюдается увеличение трещиностойкости и замедление развития дефектов.

Список литературы

- Тюрин Ю.Н., Макаров А.А. Анализ данных на компьютере: учебное пособие / Под ред. В.Э. Фигурнова. 3-е изд., перераб. и доп. М.: ИНФРА-М, 2002. 528 с.
- Ahsanullah M., Kibria B.M.G., Shakil M. Normal and Student's Distributions and Their Applications. New York: Springer, 2014. 169 p. DOI: 10.1007/978-3-319-06674-5
- Гмурман В.Е. Теория вероятностей в математической статистике. Изд. 4-е, доп. Учеб. Пособие для вузов. М.: Высш. школа, 1972. 368 с.
- Krishnamoorthy K. Handbook of Statistical Distributions with Applications / K. Krishnamoorthy. Boca Raton: CRC Press, 2006. 376 p. DOI: 10.1201/9781420011265 EDN: UNCXP0
- Коуркин С.В., Никулин А.И. Экспериментальные данные о прочности и деформативности бетона класса В25 с учётом различной скорости нагружения призматических образцов при центральном сжатии // *Инженерный вестник Дона*. 2025. № 10. URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2025/10472>
- Коуркин С.В., Никулин А.И. Экспериментальная оценка влияния скорости нагружения на деформативно-прочностные характеристики бетона класса В45 при центральном сжатии // *Инженерный вестник Дона*. 2025. № 10. URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2025/10419>.
- Несветаев Г.В. К созданию нормативной базы деформаций бетона при осевом нагружении // *Известия вузов. Строительство*. 1996. № 8. С. 122–124.
- Никулин А.И. К определению предельной относительной деформации бетона в растянутой зоне изгибаемого железобетонного элемента // *Современные проблемы науки и образования*. 2014. № 6. URL: <http://www.science-education.ru/120-16844>. EDN: TGQGV
- Никулин А.И. Энергетический подход к трансформированию эталонных диаграмм сжатия бетона // *Бетон и железобетон*. 2013. № 5. С. 12–14. EDN: TFCGAR <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=22807025&ysclid=mj5lhr9n8v340120055>.
- Никулин А.И., Обернихин Д.В., Никулина Ю.А. Предельная прочность изгибаемых железобетонных элементов на основе применения энергетического критерия разрушения бетона // *Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы конференции*. 2015. С. 98–107. URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=24120319&ysclid=mj5lno63hw416306492>.
- Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков: Изд-во ХГУ, 1968. 324 с.
- Меркулов С.И. Основы теории реконструкции железобетона [Текст]: монография. Курск: Изд-во КГТУ, 2009. 248 с. ISBN: 978-5-7681-0521-1 EDN: QNONKD
- СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Введ. 2018-06-01. М.: Минстрой России, 2018. 155 с.
- СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия. Введ. 2017-12-01. М.: Минстрой России, 2017. 39 с.
- СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Введ. 2019-01-01. М.: Минстрой России, 2018. 54 с.
- СП 542.1325800.2024. Защитные ограждающие конструкции от воздействия беспилотных летательных аппаратов. Введ. 2024-05-01. М.: Минстрой России, 2024. 48 с.
- Обернихин Д.В., Никулин А.И. Экспериментальные исследования прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных балок трапециевидного и прямоугольного поперечных сечений // *Инновационная наука*. 2016. № 8-2. С. 73–76. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/eksperimentalnye-issledovaniya-prochnosti-treschinostoykosti-i-deformativnosti-zhelezobetonnyh-balok-trapetsievidnogo-i-ysclid=mj5lra4ajj441711433>. EDN: WHTMCH
- Обернихин Д.В. Ширина раскрытия трещин и особенности сопротивления железобетонных конструкций трапециевидного поперечного сечения: дис. ... канд. техн. наук. Белгород, 2019. 258 с.
- Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. М.: Воентехлит, 2000. 256 с. EDN: YFPAPP
- Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.

21. Тихонов И.Н., Саврасов И.П. Экспериментальные исследования предельных состояний железобетонных балок с арматурой класса прочности 500 МПа // *Жилищное строительство*. 2010. № 8. С. 31–38. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/eksperimentalnye-issledovaniya-predelnyh-sostoyaniy-zhelezobetonnyh-balok-s-armaturoy-klassa-prochnosti-500-mpa?ysclid=mj5lsa44397904334>. EDN: LMDBUG

References

1. Tyurin Yu.N., Makarov A.A. Data analysis on a computer. Moscow: INFRA-M, 2002. 528 p.
2. Ahsanullah M., Kibria B.M.G., Shakil M. (2014). Normal and Student's Distributions and Their Applications. New York: Springer. DOI: 10.1007/978-3-319-06674-5.
3. Gmurman V.E. Probability theory and mathematical statistics. Moscow: Vysshaya Shkola, 1972. 368 p.
4. Krishnamoorthy K. (2006). Handbook of Statistical Distributions with Applications. Boca Raton: CRC Press. DOI: 10.1201/9781420011265.
5. Kourkin S.V., Nikulin A.I. Experimental data on strength and deformability of B25 concrete under different loading rates in central compression. *Engineering Bulletin of Don*, 2025, no.10, URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2025/10472>
6. Kourkin S.V., Nikulin A. I. Experimental evaluation of loading rate influence on deformation and strength characteristics of B45 concrete under central compression. *Engineering Bulletin of Don*, 2025, no. 10, URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2025/10419>
7. Nesvetaev G.V. On development of regulatory framework for concrete deformations under axial loading. *Proceedings of Higher Educational Institutions. Construction*, 1996, no. 8, pp. 122–124.
8. Nikulin A.I. On determining the ultimate relative strain of concrete in the tensile zone of a reinforced concrete bending element. *Modern Problems of Science and Education*, 2014, no. 6, URL: <http://www.science-education.ru/120-16844>. EDN: TGQGV
9. Nikulin A.I. Energy-based approach to transformation of standard concrete compression diagrams. *Concrete and Reinforced Concrete*, 2013, no. 5, pp. 12–14. EDN: TFCGAR <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=22807025&ysclid=mj5lhr9n8v340120055>.
10. Nikulin A.I., Obernikhin D.V., Nikulina, Yu.A. Ultimate strength of reinforced concrete bending elements based on energy failure criterion of concrete. In *Safety of the Construction Fund of Russia. Problems and Solutions*, 2015, pp. 98–107 <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=24120319&ysclid=mj5lno63hw416306492>.
11. Bondarenko V.M. Some issues of nonlinear theory of reinforced concrete. Kharkiv: Kharkiv State University Publishing House. 1968. 324 p.
12. Merkulov S.I. Fundamentals of reinforced concrete reconstruction theory. Kursk: KSTU Publishing House. 2009. 248 p. ISBN: 978-5-7681-0521-1 EDN: QNONKD
13. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation. 2018. 155 p.
14. SP 296.1325800.2017. Buildings and structures. Special actions. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation. 2017. 39 p.
15. SP 385.1325800.2018. Protection of buildings and structures against progressive collapse. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation. 2018. 54 p.
16. SP 542.1325800.2024. Protective enclosing structures against unmanned aerial vehicles. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation. 2024. 48 p.
17. Obernikhin D.V., Nikulin A.I. Experimental studies of strength, crack resistance and deformability of reinforced concrete beams with trapezoidal and rectangular cross-sections. *Innovative Science*, 2016, no. 8–2, pp. 73–76. DOI: 10.22487/2500-2182-2016-8-2-73-76.
18. Obernikhin D.V. Crack width and resistance features of trapezoidal reinforced concrete structures (PhD dissertation). Belgorod. 2019.
19. Madatyan S.A. Reinforcement of reinforced concrete structures. Moscow: Voentekhlit. 2000. 256 p. EDN: YFPAPP
20. Karpenko N.I. General models of reinforced concrete mechanics. Moscow: Stroyizdat. 1996. 416 p.
21. Tikhonov I.N., Savrasov I.P. Experimental studies of ultimate states of reinforced concrete beams with 500 МПа reinforcement. *Housing Construction*, 2010, no. 8, pp. 31–38. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/eksperimentalnye-issledovaniya-predelnyh-sostoyaniy-zhelezobetonnyh-balok-s-armaturoy-klassa-prochnosti-500-mpa?ysclid=mj5lsa44397904334>. EDN: LMDBUG

Информация об авторах / Information about the authors

Коуркин Сергей Владимирович*, аспирант, кафедры строительства и городского хозяйства (СиГХ), БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород, Россия. sergey021097@mail.ru

Sergey V. Kourkin*, postgraduate student, Department of Construction and Urban Management (DCUM), BSTU named after V.G. Shukhov. Belgorod, Russia.

Никulin Александр Иванович, канд. техн. наук, доцент, кафедры строительства и городского хозяйства (СиГХ), БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород, Россия.

Alexander I. Nikulin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Construction and Urban Management (DCUM), BSTU named after V.G. Shukhov. Belgorod, Russia.

Обернихин Дмитрий Вячеславович, канд. техн. наук, доцент, кафедры строительства и городского хозяйства (СиГХ), БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород, Россия.

Dmitry V. Obernikhin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Construction and Urban Management (DCUM), BSTU named after V.G. Shukhov. Belgorod, Russia.