candidate of engineering sciences, department Geodezii i udaleniya zondirovaniya FGBOU VO Omskiy GAU (644008, Omsk, Institutskaya ploshchad', 2, e-mail: pronina lilia@mail.ru).

Уваров Анатолий Иванович (Россия, г. Омск) – кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Геодезии и дистанционного зондирования» ФГБОУ ВО Омский ГАУ (644008, г. Омск, Институтская площадь, 2, e-mail: ouvarovai@ yandex.ru).

Uvarov Anatoliy Ivanovich (Rossiya, g. Omsk) – kandidate of engineering sciencest department Geodezii i udaleniya zondirovaniya FGBOU VO Omskiy GAU (644008, g. Omsk, Institutskaya ploshchad', 2, e-mail: ouvarovai@ yandex.ru).

УДК 624.012

ВЛИЯНИЕ ОРГАНИЗОВАННЫХ ТРЕЩИН В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ПРИ СТАТИЧЕСКИХ КРАТКОВРЕМЕННЫХ НАГРУЗКАХ

А. Чхум, А.М. Курбонов, Ф.К.Саметов

ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)», г. Новосибирск, Россия

аннотация

Выполнено экспериментальное и теоретическое исследование работы однопролётной железобетонной балки с искусственным дефектом в растянутой зоне при действии статических кратковременных нагрузок. На основе численного моделирования с применением метода конечно-элементного программного комплекса ANSYS Software исследовано напряженно-деформированное состояние конструкции. Выполнено сопоставление результатов численного моделирования с результатами эксперимента. Проведен сравнительный анализ экспериментальных данных железобетонной балки под действием кратковременной нагрузки в сопоставлении с результатами численного моделирования по программе ANSYS Software. Показано, что при статических кратковременных нагрузках балки с заранее организованными трещинами имеют существенно иной характер трещинообразования по сравнению с балками без организованных трещин. Введение искусственных дефектов в растянутую зону балок приводит к существенному изменению напряженно-деформированного состояния конструкции и более «мягкому» характеру ее деформирования при трещинообразовании, в результате чего прогибы таких балок под нагрузкой значительно меньше прогибов балок без искусственных дефектов. Даны рекомендации по проектированию балок с искусственными дефектами. Полученные результаты показали целесообразность моделирования трещин в процессе изготовления изгибаемых элементов, поскольку появляются возможности для регулирования полей напряжений.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетон, заранее организованные трещины, трещинообразование, метод конечных элементов, Ansys.

введение

Железобетонные несущие конструкции зданий и сооружений, воспринимающие нагрузки значительной величины, в процессе эксплуатации подвержены трещинообразованию. Зарождение и развитие трещин может происходить не только в результате действия кратковременных статических нагрузок, превышающих проектные значения, или динамических нагрузок, но и при статических проектных нагрузках, действующих на протяжении длительного времени. Образование трещин приводит к уменьшению жесткости конструкций, и, как следствие, к увеличению перемещений (прогибов) и деформаций, что негативно сказывается на характеристиках сооружения в целом [1,2,3,4].

Проблема трещинообразования в железобетонных конструкциях является наиболее важной и актуальной, так как ее решение позволит повысить безопасность железобетонных конструкций и увеличить сроки их эксплуатации [5,6,7,8,9].

Конструкции, работающие на изгиб (например балки), являются одним из основных конструктивных элементов зданий и сооружений. Железобетонные балки подвержены трещинообразованию в растянутой зоне, что приводит к необходимости усиления растянутых участков стальной арматурой. Усиление сжатой зоны балок также требуется в некоторых случаях. Арматура препятствует фрагментации балки и ограничивает величину раскрытия трещин.

Трещина образуется при достижении определенного уровня энергии упругих деформаций конструкции. Рост трещины – быстропротекающий процесс. Во время роста трещины происходит образование новой свободной поверхности, при этом часть упругой энергии временно переходит в кинетическую энергию. Чем больше кинетическая энергия, тем больше образуется новой свободной поверхности.

Авторами настоящей работы ранее была создана теория [10,11,12] согласно которой снижение уровня кинетической энергии приводит к уменьшению интенсивности процесса трещинообразования. В 1988 г. была опубликована одна из первых работ [10] на тему оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) сечения с трещиной. Затем последовал цикл работ, положивших начало созданию энергетической теории сопротивления железобетона.

Считается, что наличие трещин в конструкции негативно сказывается на ее работе. Однако результаты прошлых и ныне проводимых экспериментов и теоретических исследований показали, что в некоторых случаях наличие трещины может положительно сказываться на работе конструкции. На основе выдвинутой авторами гипотезы разработаны конструкции с заранее организованными трещинами, которые имеют ряд преимуществ перед обычными конструкциями. В частности, такие конструкции могут воспринимать более высокие статические нагрузки и при этом имеют существенно меньшие прогибы.

Для подтверждения эффективности предложенных конструктивных решений авторами проведено экспериментальное исследование работы балок с заранее организованными трещинами и без них [13,14,15,16]. Результаты эксперимента подтвердили гипотезу.

Классические методы экспериментальных исследований, такие как тензометрия и другие, позволяют определять деформации только внешних элементов конструкции. Исследование работы внутренних элементов конструкции (например арматуры) сопряжено с рядом трудностей. Недостающие данные о напряженно-деформированном состоянии внутри балки могут быть получены с помощью вычислительного эксперимента.

В настоящее время в связи с увеличившейся вычислительной мощностью современных ЭВМ активно применяется метод конечных элементов. Применение современных конечно-элементных программных комплексов (например ANSYS) [17,18] позволяет получить более полную информацию о напряженно-деформированном состоянии конструкции, чем в эксперименте.

В настоящей работе на основе численного моделирования выполняется исследование напряженно-деформированного состояния железобетонной балки с искусственным дефектом в растянутой зоне при статических кратковременных нагрузках.

МЕТОДЫ И МАТЕРИАЛЫ

Экспериментально исследована работа двух серий железобетонных балок (рис. 1) *h* = 140 мм, *b* = 70 мм, *l* = 1 100 мм, каждая из которых представлена тремя одинаковыми балками.



Рисунок 1 – Железобетонная балка Illustration 1 – Reinforced concrete beam

Конструкция и размеры балок серий 1 – 2 показаны на рис. 2. Балки серии 1 являются обычными балками без заранее организованных трещин (рис. 2). Балки серии 2 имеют одну заранее организованную трещину высотой 0, 1h в середине пролета (см. рис. 2). Искусственные трещины создавались путем установки алюминиевых пластин толщиной 0,5 мм в растянутую зону по центру балки. Пластины имели отверстия для пропуска арматурных стержней.



Рисунок 2 – Конструкция и размеры балок серий 1-2 Illustration 2 – Design and dimensions of 1-2 series beams

Железобетонная балка армирована в растянутой зоне стержнем диаметром 8 мм. Схема армирования приведена на рисунке 3.



Рисунок 3 – Схема армирования Illustration 2 – Reinforcement diagram

Балка выполнена из мелкозернистого бетона класса B20 и стальной арматуры класса A400. Физико-механические характеристики материалов приведены в таблице.

Нагружение балок осуществлялось с помощью гидравлического домкрата ДГ-25 по схеме трехточечного изгиба. Максимальная нагрузка (Р) составляла 1 600 кгс. Схема нагружения показана на рисунке 4. Опора А подвижная, опора Б – неподвижная. Расстояние между опорами – 900 мм. Ширина площадок опирания и площадки приложения нагрузки – 50 мм.



Рисунок 4 – Схема нагружения (трехточечный изгиб) Illustration 4 – Loading scheme (three-point bending)

В ходе эксперимента производился замер прогибов (*f*) балки, а также методом тензометрирования определялись деформации (ε) в характерных точках балки.

На рисунке 5 показана зависимость прогиба балки от нагрузки для балок серий 1 – 2.



Рисунок 5 – Зависимость прогиба балки от нагрузки Illustration 5 – Dependence of the beam deflection on load

В ходе эксперимента выполнялось исследование процесса трещинообразования. Схема трещинообразования показана на рисунке 6.



Рисунок 6 – Схема трещинообразования Illustration 6 – Cracking Scheme

Микротрещинообразование в растянутой зоне начинается уже при небольшой нагрузке 100 – 200 кгс. Первые трещины зарождаются в центре нижней грани балки в следствие реализации там максимальных растягивающих напряжений. В процессе нагружения происходит рост трещин. При достижении нагрузки в 300 кгс происходит образование магистральных трещин практически на всю высоту балки.

При построении математической модели деформирования бетонных и железобетонных конструкций принимаются следующие основные допущения: 1) железобетон представляется как квазиоднородная среда – свойства материалов заполнителя и связующего усредняются; 2) железобетон представляется как квазисплошная среда – при любых деформациях сохраняется сплошность.

Статическое напряженно-деформированное состояние конструкции описывается системой уравнений теории упругости [19].

Используется теория прочности бетона Гениева-Киссюка-Тюпина [20], согласно которой предельная поверхность в пространстве главных напряжений описывается следующим уравнением:

$$F(I_{\sigma 1}, I_{D2}, I_{D3}) > 0$$

$$3I_{2} = \left[R_{c}R_{p} + \left(R_{c} - R_{p}\right)I_{1}\right]$$

$$\left\{1 - \left(1 - \frac{3T_{c}^{2}}{R_{c}R_{p}}\right)\left[1 - \frac{I_{3}}{2} \times \left(\frac{I_{3}}{3}\right)^{-\frac{3}{2}}\right]\right\},$$

где $F(T_{\sigma})$ – функция напряженного состояния; R_c – прочность материала при сжатии; R_p – прочность материала при растяжении; T_c – прочность материала при чистом сдвиге; I_1 – первый инвариант тензора напряжений; I_2 – второй инвариант девиатора тензора напряжений; I_3 – третий инвариант девиатора тензора напряжений.

Численное моделирование процесса деформирования железобетонной балки выполнено на основе метода конечных элементов [20], реализованного в программном комплексе ANSYS Mechanical. Для выполнения расчетов использован модуль Static Structural.

При решении задачи использовались структурированные и неструктурированные сетки (рис. 7) из объемных конечных элементов с квадратичными функциями формы. Характерный размер элементов составлял 1 – 10 мм. Общее число узлов составляло 5·10⁴ – 1·10⁵. Таблица 1 ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ Table 1

PHYSICAL AND MECHANICAL CHARACTERISTICS OF THE MATERIALS

Характеристика	Бетон	Сталь
Плотность (ρ), кг/м ³	2 500	7 850
Модуль упругости (<i>E</i>), ГПа	22	200
Коэффициент Пуассона (v)	0,28	0,3
Предел прочности при сжатии (<i>R_{bn}</i>), МПа	15	-
Предел прочности при растяжении (<i>R_{btn}</i>), МПа	1,4	-
Предел текучести (σ₀), МПа	-	250
Предел прочности (σ _{0,2}), МПа	-	390

Типы объемных элементов – SOLID186, SOLID65, балочных – BEAM189, элементов армирования – REINF263.

Решение нелинейной задачи выполнено с помощью метода Ньютона-Рафсона.

ОБСУЖДЕНИЕ

В результате проведенных расчетов получены перемещения, деформации и напряжения в расчетной области. Установлена зависимость изменения напряженно-деформированного состояния от количества, высота и расположение организованных трещин.

С целью оценки влияния геометрических параметров конструкции с организованной трещиной на ее напряженно-деформированное состояние были рассмотрены несколько конфигураций. Нагрузка во всех случаях составляла 250 кгс.

1) Балка без арматуры, без трещин.

Максимальный прогиб в центральной точке нижней грани балки составляет 0,113 мм.

На рисунке 7 показаны изополя нормальных напряжений σ_x .



Рисунок 7 – Нормальные напряжения $\sigma_{x'}$ Мпа Illustration 7 – Normal stresses σ_{x} , Mp

Максимальные растягивающие напряжения возникают в центральной точке нижней грани балки и составляют 2,33 МПа, что превышает предел прочности бетона при растяжении. Максимальные сжимающие напряжения возникают в центральной точке верхней грани балки и составляют 2,83 МПа.

На рисунке 8 показана область растягивающих напряжений σ.



Рисунок 8 – Область растягивающих напряжений σ_x. Мпа Illustration 8 – Region of the tensile stresses σx, Mp

На участке между опорами четко прослеживается нейтральная практически прямая линия, на которой напряжения равны нулю. Высота растянутой зоны составляет примерно половину высоты сечения балки. В зоне участков опирания нейтральная линия начинает существенно искривляться. Между торцом балки и границей площадки опирания преобладают сжимающие напряжения о...

На рисунке 9 показаны изополя сдвиговых напряжений т_{уз}.



Максимальные сдвиговые напряжения реализуются в крайних точках площадки приложения нагрузки и площадок опирания. На участках между площадкой приложения нагрузки и площадками опирания возникают сдвиговые напряжения.

Область интереса находится между площадками опирания.

2) Рассматривается армированная балка, без искусственной трещины.

На рисунке 10 показаны изополя нормальных напряжений $\sigma_{\rm v}.$



Рисунок 10 – Нормальные напряжения о_х, Мпа Illustration 10 – Normal stresses ох, Мр На рисунке 11 показана область растягивающих напряжений о_х.



Рисунок 11 – Область растягивающих напряжений о_х. Мпа Illustration 11 – Region of tensile stresses ох. Мр

В работе [21] решена второстепенная задача по определению зоны краевого эффекта, на основании которой в дальнейшем планируется создание «сквозного» расчета по определению действительного деформированного состояния в изгибаемых железобетонных элементах с трещинами. Проведены экспериментальные исследования с использованием поляризационно-оптического метода, получены распределения нормальных и касательных напряжений в матрице при вытягивании из нее армирующего элемента. Получены теоретические оценки длины зоны анкеровки, или эффективной длины армирующего элемента, на основе простейшей модели типа модели Аутвотера. Программный комплекс ANSYS использован для определения зоны анкеровки. Показано, что в первом приближении зону анкеровки можно определять, используя модель типа модели Аутвотера с 20 – 30% погрешностью. Оригинальность работы обусловлена проведением эксперимента и разработанной методикой определения зоны анкеровки.

Рассматривается балка без арматуры, с искусственной трещиной (радиус скругления вершины трещины 1,5 мм, длина трещины 35 мм).

Максимальный прогиб в центральной точке нижней грани балки составляет 0,149 мм.

На рисунке 12 показаны изополя нормальных напряжений σ_x в окрестности трещины длиной 35 мм.



Рисунок 12 – Нормальные напряжения о_x. Мпа Illustration 12 – Normal stresses ox, Mp

Максимальные растягивающие напряжения возникают в вершине трещины.

На рисунке 13 показано распределение напряжений σ_x по нижней грани балки вблизи трещины (X = 100 мм).



Рисунок 13 – Распределение напряжений σ_х по нижней грани балки вблизи трещины

Illustration 13 – Stress distribution σx along the lower edge of the beam near the crack

При возникновении трещины растягивающие напряжения σ_x в окрестности трещины уменьшаются. Чем больше высота трещины, тем меньше напряжения на нижней растянутой грани балки.

На рисунке 14 показаны изополя нормальных напряжений σ_v .



Illustration 14 –Normal stresses σx, Mp

При наличии трещины в центре балки на нижней грани возникают точки максимальных растягивающих напряжений, в которых возможно зарождение трещины.

На рисунке 15 показана область растягивающих напряжений σ_..



Рисунок 15 – Область растягивающих напряжений о_х. МПа

Нейтральная линия балки искривляется при организации искусственной трещины.

4) Рассматривается армированная балка, с искусственной трещиной.

На рисунке 16 показаны изополя нормальных напряжений σ_x в окрестности трещины длиной 35 мм.



Рисунок 16 – Нормальные напряжения σ_x, Мпа Illustration 16 – Normal stresses σx, Mp

На рисунке 17 показаны изополя нормальных напряжений σ_v .



Рисунок 17 – Нормальные напряжения σ_x, Мпа Illustration 17 – Normal stresses σx, Mp

На рисунке 18 показана область растягивающих напряжений σ_v.



Рисунок 18 – Область растягивающих напряжений о_х. Мпа Illustration 18 – Region of tensile stresses ох, Mp

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Установлено, что при наличии организованной трещины происходит перераспределение напряжений в растянутой зоне балки. Появление вертикальной трешины в центре балки устраняет локальный пик растягивающих напряжений в центре нижней грани балки. На нижней грани возникают две области растягивающих напряжений с меньшими пиковыми значениями напряжений. Это приводит к возникновению дополнительных наклонных трещин в растянутой зоне на некотором удалении от центра балки. Появление вторичных трещин также вызывает перераспределение напряжений и уменьшение пиковых напряжений в растянутой зоне. Трещины будут появляться до тех пор, пока перераспределение напряжений не приведет к уменьшению максимальных растягивающих напряжений до уровня ниже предела прочности материала при растяжении.

Проведено исследование влияния высоты центральной трещины на распределение напряжений на нижней грани балки. Установлено, что влияние изменения высоты организованной трещины на величину растягивающих напряжений быстро снижается по мере удаления от трещины в сторону опор. Увеличение высоты трещины приводит к уменьшению величины максимальных растягивающих напряжений на нижней грани балки. При этом зона максимальных напряжений смещается в сторону опор при увеличении высоты трещины.

В вершине организованной трещины происходит концентрация напряжений, что приводит к дальнейшему росту трещины в процессе нагружения. Однако рост трещины может быть ограничен армированием растянутой зоны балки.

Образование трещины вызывает искривление нейтральной линии балки. Большинство расчетных формул получены для балок без трещин, поэтому они не применимы для расчета прогибов и напряжений в балках с трещинами.

Появление трещин в растянутой зоне приводит к увеличению напряжений в сжатой зоне балки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Hua Zhu. Crack formation of steel reinforced concrete structure under stress in construction period. Frattura ed Integrità Strutturale, 36 (2016), pp. 191 – 200.

2. Zheng S., Su Y., Zhang W., Li Q., Experimental study on seismic performance of joints in the castellated portal frame of light-weight steel, Building Structure, 44(12) (2014), pp. 80 – 84.

3. Zhao K., Zhu Z., Experimental study on behavior of the channel - masonry - concrete composite structures, Applied Mechanics & Materials, 578-579 (2014). pp. 1251 – 1256.

4. Goel M. D., Deformation, energy absorption and crushing behavior of single, double and multi-wall foam filled square and circular tubes, Thin-Walled Structures, 90 (2015), pp. 1 - 11.

5. Oh H.K., Park S.M., Hong S.I., Hot Deformation and Cracking during Compression of 21-4N Steel, Advanced Materials Research, 1102 (2015), pp. 12 – 21.

Kocsis P., Discussion of «Simplified Method of Lateral Distribution of Live Load Moment», Journal of Bridge Engineering, 10(5) (2015), pp. 630 – 631.

6. Gzyl M., Pesci R., Rosochowski A., Boczkal S., Olejnik L., In situ analysis of the influence of twinning on the strain hardening rate and fracture mechanism in AZ31B magnesium alloy, Journal of Materials Science, 50(6) (2015), pp. 2532 – 2543.

7. Fisker J. Shear capacity of reinforced concrete beams without shear reinforcement. PhD thesis. Aarhus (Denmark): Aarhus University; 2014,.155 p.

 Карпенко Н.И., Карпенко С.Н. О построении более совершенной модели деформировании железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии // II Всероссийская (Международная) конференция по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – пути развития». М. 2005. С.431 – 444.

9. Карпенко Н.И., Карпенко С.Н. К построению физических соотношений в инкрементальной форме для расчета железобетонных конструкций с трещинами // 1-я Всероссийская конференция по проблемам бетона и железобетона / Бетон на рубеже третьего тысячелетия. Книга 2, М.,2001. С.711 – 717.

10. Митасов В.М. Определение напряжений арматуры железобетонного элемента в сечение с трещиной. Известия вузов. 1988. № 3. С. 116 – 118.

11. Митасов В.М., Адищев В.В. Основные предпосылки построения энергетической теории сопротивления железобетона. Известия вузов. 2010. № 5. С.3 – 9.

12. Митасов. В.М., Адищев В.В. Основные положения энергетической теории сопротивления железобетон. Известия вузов. 2010. № 6. С. 3 – 8.

13. Михайлова Н.С. Экспериментальные исследования железобетонных балок без трещин и заранее намеченной трещины. Известия вузов. 2007. № 4. С. 110 – 113.

14. Логунова М.А., Пешков А.С. Экспериментальные исследования бетонных балок без организованных трещин и с заранее организованными трещинами. Известия вузов. 2011. №1. С. 116 – 120.

15. Михайлова Н.С., Митасов В.М. Напряженно-деформированное состояние железобетонной балки с трещиной // Материалы Международных академических чтений. Курск : 2007. – С. 104 – 108.

16. Албаут Г.Н., Митасов В.М., Пичкурова Н.С., Табанюхова М.В. Модельное исследование влияния организованных трещин на напряженное состояние балок. Известия вузов. 2009. № 6. – С. 119 – 127.

17. Бруяка В.А., Фокин В.Г., Солдукова Е.А., Адеянов И.Е. Инженерный анализ в ANSYS Workbench : уче. Пособие. Самара, Самр.госуд.техн.ун-т, 2010, 271с.

18. Самуль В.И. Основы теории упругости и пластичности. М. : Высшая школа, 1982. 264 с.

19. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М. : Стройиздат, 1974. 316 с.

20. Клованич С.Ф., Мироненко И.Н. Метод конечных элементов в механике железобетона. Одесса, 2007. 110 с.

21. Адищев В.В., Демешкин А.Г., Шульга В.К., Грачева М.С., Данилов М.Н., Мальцев В.В. Определение зоны анкеровки армирующего элемента при вытягивании из матрицы бетона. Известия вузов. 2014. №12. С. 67 – 79.

THE INFLUENCE OF THE PRE-ORGANIZED CRACKS IN THE TENSILE ZONE OF THE REINFORCED CONCRETE BEAM UNDER STATICALLY SHORT-TERM LOADING

A. Chhom, A.M. Kurobanov, F.K. Sametov

ANNOTATION

The experimental and theoretical research of the single-span reinforced concrete beam with artificial flaw in tension area under the action of static short-term loads is performed. The stress-strain state of the structure, based on numerical simulation using finite element software system ANSYS, is investigated. The results of numerical simulation are compared with the experimental results. It is shown that under static short-term loads, the beams with pre-cracking have the crack formation of significantly different nature in comparison with the beams without pre-cracking. The comparative analysis of the experimental data of the reinforced concrete beam under short-term loading with the results of ANSYS Software program modeling is carried out in the article. The introduction of the artificial defects to the tension area of beams would lead to the significant change in the stress- strain state of the structure and to «mild» nature of its deformation. The result of such beams deflections under the load is less than deflections of beams without artificial flaws. The recommendations on the beams' designing with artificial flaws are given in the article. The results of the modeling cracks' feasibility in the manufacturing process are demonstrated in the research, because there are the possibilities to regulate the stress fields.

KEY WORDS: reinforced concrete, preform organized crack, cracked, finite element method, Ansys.

REFERENCES

1. Hua Zhu. Crack formation of steel reinforced concrete structure under stress in construction period. Frattura ed Integrità Strutturale, 36 (2016), pp. 191-200.

2. Zheng, S., Su, Y., Zhang, W., Li, Q., Experimental study on seismic performance of joints in the castellated portal frame of light-weight steel, Building Structure, 44(12) (2014), pp. 80-84.

3. Zhao, K., Zhu, Z., Experimental study on behavior of the channel - masonry - concrete composite structures, Applied Mechanics & Materials, 578-579 (2014). Pp. 1251-1256.

4. Goel, M. D., Deformation, energy absorption and crushing behavior of single, double and multi-wall foam filled square and circular tubes, Thin-Walled Structures, 90 (2015), pp. 1-11.

5. Oh, H. K., Park, S. M., Hong, S. I., Hot Deformation and Cracking during Compression of 21-4N Steel, Advanced Materials Research, 1102 (2015), pp. 12-21.

Kocsis, P., Discussion of «Simplified Method of Lateral Distribution of Live Load Moment», Journal of Bridge Engineering, 10(5) (2015), pp. 630-631.

6. Gzyl, M., Pesci, R., Rosochowski, A., Boczkal, S., Olejnik, L., In situ analysis of the influence of twinning on the strain hardening rate and fracture mechanism in AZ31B magnesium alloy, Journal of Materials Science, 50(6) (2015), pp. 2532-2543.

7. Fisker J. Shear capacity of reinforced concrete beams without shear reinforcement. PhD thesis. Aarhus (Denmark): Aarhus University; 2014, pp.155.

8. Karpenko N.I., Karpenko S.N. O postroenii bolee sovershennoj modeli deformirovanii zhelezo-betona s treshhinami pri ploskom naprjazhennom sostojanii [On the construction of a more perfect model of reinforced concrete with cracks deformation under plane stress]. II Vserossijskaja (Mezhdunarodnaja) konferencija po betonu i zhelezobetonu. Beton i zhelezobeton – puti razvitiya [Concrete and reinforced concrete are the ways of development]. Moscow, 2005. pp.431 – 444.

9. Karpenko N.I., Karpenko S.N. K postroeniju fizicheskih sootnoshenij v inkremental'noj forme dlja rascheta zhelezobetonnyh konstrukcij s treshhinami [To the construction of physical relationships in incremental form for the calculation of reinforced concrete structures with cracks]. pervaya Vserossijskaya konferenciya po problemam betona i zhelezobetona. Beton na rubezhe tret'ego tysyacheletiya [Concrete at the turn of the third millennium]. Moscow, vol. 2, 2001. pp. 711 – 717.

10. Mitasov V.M. Opredelenie naprjazhenij armatury zhelezobetonnogo jelementa v sechenie s treshhinoj. Izvestija vuzov [Determination of reinforcement stresses of a reinforced concrete element in a section with a crack], Izvestija vuzov, 1988, no 3, pp. 116 – 118.

11. Mitasov V.M., Adishchev V.V. Osnovnye predposylki postroenija jenergeticheskoj teorii soprotiv-lenija zhelezobetona [The basic preconditions for building the energy theory of resistance of reinforced concrete]. Izvestija vuzov, 2010, no 5, pp. 3 - 9.

12. Mitasov V.M., Adishchev V.V. Osnovnye polozhenija jenergeticheskoj teorii soprotivlenija zhelezo-beton [Basic provisions of the energy theory of resistance of reinforced concrete]. Izvestiya vuzov, 2010, no 6, pp. 3 - 8.

13. Mihajlova N.S. Jeksperimental'nye issledovanija zhelezobetonnyh balok bez treshhin i zaranee namechennoj treshhiny [Experimental studies of reinforced concrete beams without cracks and a predetermined crack] Izvestija vuzov, 2007, no 4, pp. 110 – 113.

14. Logunova M.A., Peshkov A.S. Jeksperimental'nye issledovanija betonnyh balok bez organizovan-nyh treshhin i s zaranee organizovannymi treshhinami [Experimental studies

of concrete beams without organized cracks and with prearranged cracks] Izvestija vuzov, 2011, no 1, pp.116 – 120.

15. Mihajlova N.S., Mitasov V.M. Naprjazhennodeformirovannoe sostojanie zhelezobetonnoj balki s treshhinoj [Stress-strain state of a reinforced concrete beam with a crack]. Materialy Mezhdunarodnyh akademicheskih chtenij. Kursk. 2007. pp.104 – 108.

16. Albaut G.N., Mitasov V.M., Pichkurova N.S., Tabanjuhova M.V. Model'noe issledovanie vlijanija organizovannyh treshhin na naprjazhennoe sostojanie balok [Pichkurova N.S., Tabanjuhova M.V. Model of investigation of the effect of pre-organized cracks on the stressed state of beams]. Izvestija vuzov, 2009, no 6, pp.119 – 127.

17. Bruyaka V.A., Fokin V.G., Soldukova E.A., Adeanov I.E. Inzhenernyj analiz v ANSYS Workbench [Engineering analysis in ANSYS Workbench]. Samara, Samr., Samr.gosud. tekhn.un-t, 2010, 271 p.

18. Samul V.I. Osnovy teorii uprugosti i plastichnosti [Fundamentals of the theory of elasticity and plasticity]. Moscow, Vysshaja shkola, 1982. 264 p.

19. Geniev G.A., Kissyuk V.N., Teorija plastichnosti betona i zhelezobetona [Tyupin G.A. Theory of plasticity of concrete and reinforced concrete]. Moscow, Strojizdat, 1974. 316 p.

20. Klovanich S.F., Mironenko I.N. Metod konechnyh jelementov v mehanike zhelezobetona [The finite element method in the mechanics of reinforced concrete]. Odessa, 2007. 110 p.

21. Adishchev V.V., Demeshkin A.G., Shulga V.K., Gracheva M.S., Danilov M.N., Maltsev V.V. Opredelenie zony ankerovki armirujushhego jelementa pri vytjagivanii iz matricy betona [Determination of the anchoring zone of the reinforcing element when drawing from the matrix of concrete]. Izvestija vuzov, 2014, no 12, pp. 67 – 79.

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

Чхум Амнот (г. Новосибирск, Россия) – аспирант кафедры железобетонных конструкций, ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)»(630008, Новосибирск, ул. Ленинградская, д. 113, e-mail: chhom_amnoth@yahoo. com).

Chhom Amnot (Novosibirsk, Russia) – Post-graduate student of the Department of Reinforced Concrete Structures, FGBOU VO «Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin)» (630008, Novosibirsk, Leningradskaya St., 113, e-mail: chhom_amnoth@yahoo. com).

Ќурбонов А.М. (г. Новосибирск, Россия) – аспирант кафедры железобетонных конструкций, ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)»(630008, Новосибирск-8, ул. Ленинградская, д. 113, e-mail: rector@sibstrin. ru).

Kurobanov A.M. (Novosibirsk, Russia) – Post-graduate student of the Department of Reinforced Concrete Structures, FGBOU VO «Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin)» (630008, Novosibirsk-8, Leningradskaya St., 113, e-mail: rector@sibstrin.ru).

Саметов Ф.К. (г. Новосибирск, Россия) – аспирант кафедры железобетонных конструкций, ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)»(630008, Новосибирск-8, ул. Ленинградская, д. 113, e-mail: rector@sibstrin. ru).

Sametov F.K. (Novosibirsk, Russia) – Post-graduate student of the Department of Reinforced Concrete Structures, FGBOU VO «Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin)» (630008, Novosibirsk-8, Leningradskaya St., 113, e-mail: rector@sibstrin.ru).