

С.О. КУРНАВИНА<sup>1</sup>, И.К. МАНАЕНКОВ<sup>1</sup>, И.В. ЦАЦУЛИН<sup>1</sup><sup>1</sup>Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

## ВЛИЯНИЕ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ НА РАБОТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СМЕНЕ ЗНАКА УСИЛИЯ

*Аннотация.* В нормативной базе РФ по сейсмостойкому строительству предполагается развитие пластических деформаций в железобетонных конструкциях при сейсмическом воздействии. Их наличие оказывает существенное влияние на напряженно-деформированное состояние, несущую способность и механизм разрушения железобетонных конструкций при действии знакопеременных нагрузок большой интенсивности. В статье изложена методика и основные результаты экспериментальных исследований, связанных с оценкой влияния пластических деформаций на работу изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия. Представлены данные о снижении несущей способности образцов при смене знака усилия с ростом максимальных пластических деформаций в первом полупериоде нагружения, получены значения предельных коэффициентов пластичности по деформациям арматуры, соответствующие началу разрушения бетона сжатой зоны при смене знака усилия, построены эпюры деформаций нормальных сечений опытных образцов при прямом и обратном нагружении.

*Ключевые слова:* знакопеременные воздействия, пластические деформации, остаточные трещины.

S.O. KURNAVINA<sup>1</sup>, I.K. MANAENKOV<sup>1</sup>, I.V. TSATSULIN<sup>1</sup><sup>1</sup>Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia

## THE INFLUENCE OF PLASTIC STRAINS ON THE BEHAVIOR OF BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WHEN CHANGING THE FORCE SIGN

*Abstract.* The Russian standards for earthquake resistant constructions suppose the development of plastic strains in reinforced concrete constructions under seismic effects. Their presence influences significantly on the stress-strain state, bearing capacity and mechanism of destruction of reinforced concrete constructions under alternation loads of high intensity. The methodology and main results of experimental tests connected with the evaluation of plastic deformations influence on the behavior of reinforced concrete bending elements when changing the force sign is represented. The information about the bearing capacity reduction when changing the force sign with the increase of plastic strains in the first semi cycle of loading is given. The coefficients of plasticity for reinforcement deformations limit values are obtained, corresponding to the beginning of compressed zone concrete destruction when changing the force sign and the plots of normal sections deformations distribution of experimental specimens under direct and reverse loading have been built.

*Keywords:* alternating effects, plastic strains, residual cracks, bearing capacity.

### Введение

Большинство зданий массовой застройки рассчитывается на сейсмические воздействия спектральным методом [2]. Этот метод получил широкое распространение в Российской Федерации за рубежом, так как он удобен и не требует никакой другой сейсмологической информации кроме балльности.

Но в то же время он обладает рядом недостатков. Спектральный метод предназначен для расчета линейно упругих систем. Развитие пластических деформаций и повреждений в

конструкциях, которое предполагается при сейсмических воздействиях, учитывается только на этапе определения сейсмических нагрузок путем введения понижающего коэффициента  $K_1$  [1], единого для всего здания. Научному обоснованию этого коэффициента для достоверной оценки сейсмостойкости зданий посвящено большое число работ [14-22].

Для уникальных зданий предусматриваются прямые динамические методы расчета на инструментальные или синтезированные акселерограммы, которые также предполагают учет упругопластических свойств элементов здания. При этом также возникает проблема выработки адекватных критериев предельного состояния при сейсмических воздействиях.

Во время землетрясений в конструкциях железобетонных зданий возникают значительные знакопеременные усилия, которые приводят к развитию пластических деформаций в арматуре [12]. Вследствие этого в изгибаемых элементах раскрываются трещины, которые не смыкаются при смене знака усилия.

Их наличие оказывает существенное влияние на напряженно-деформированное состояние, несущую способность и механизм разрушения изгибаемых элементов при смене знака усилия [3-8], что не учитывается действующими нормами. При этом невозможно установить какой-то один критерий, всесторонне оценивающий предельное состояние железобетонных конструкций по несущей способности. Необходима выработка комплекса количественных критериев предельного состояния. Эти критерии должны отражать характер возможных повреждений и подлежать экспериментальной проверке.

В работах [6], [13] предлагаются критерии, ограничивающие пластические деформации железобетонных конструкции, исходя из следующих условий:

–максимальные деформации бетона и арматуры не должны превышать предельных значений во избежание разрушения сжатой зоны бетона и разрыва растянутой арматуры;

–должна быть обеспечена прочность по наклонным сечениям на всех этапах деформирования конструкций;

–максимальная кривизна сечения не должна превышать предельных значений, обеспечивающих смыкание берегов трещины и сопротивление сечения сдвигу;

–образование пластических шарниров и вследствие этого изменение расчетной схемы здания не должно приводить к переходу в мгновенно изменяемую схему здания в целом или его отдельных частей;

–максимальный прогиб верха здания не должен превышать предельного значения, обеспечивающего эффективное использование пластических деформаций;

В связи с этим представляет интерес экспериментальная оценка влияния пластических деформаций арматуры на напряженно-деформированное состояние, несущую способность и механизм разрушения изгибаемых элементов при знакопеременных воздействиях большой интенсивности.

### **Экспериментальные исследования**

Для оценки влияния пластических деформаций арматуры на работу изгибаемых элементов при смене знака усилия проведены испытания 15 шарнирно опертых железобетонных балок под действием двух сосредоточенных сил. Опытные образцы разделены на семь серий. I-я серия – эталонные балки, II–VII серии – балки, подверженные воздействию знакопеременной нагрузки. Параметры опытных образцов приведены в таблице 1.

Для сопоставления результатов влияния различных факторов на напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов армирование опытных образцов принималось одинаковым:  $\mu=0,426\%$ . В качестве продольной растянутой арматуры принята арматура периодического профиля  $\text{Ø}10\text{A}500$ . Для обеспечения необходимой анкеровки растянутой арматуры на торцах стержней приваривались поперечные пластины

150×150×4 мм по ГОСТ 19903-74. Арматурные каркасы железобетонных балок изготовлены с замкнутыми двухсрезными хомутами из стержней Ø6A500 с шагом 70 мм.

Таблица 1 – Серии и характеристики основных экспериментальных образцов

Серия	Шифр образца	$b / h_0$ , мм	$a$ , мм	$c_0 / h_0$	$L$ , мм	$R_b$ , МПа	$R_{s,n}$ , МПа	$E_s$ , МПа $\times 10^3$	$\sigma_s$	$\sigma'_s$	$k_{pl.1}$
I	БО-I-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	–
	БО-I-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	–
	БО-I-03	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	–
II	БО-II-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	1,21
	БО-II-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	1,23
III	БО-III-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	1,49
	БО-III-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	1,52
IV	БО-IV-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	1,62
	БО-IV-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	2,14
V	БО-V-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	2,53
	БО-V-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	2,73
VI	БО-VI-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	4,64
	БО-VI-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	4,93
VII	БО-VII-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	5,36
	БО-VII-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	5,51



Рисунок 1 – Испытание арматурных стержней, бетонных кубов и призм

Перед испытанием экспериментальных образцов проводились испытания контрольных образцов 6 кубов  $100 \times 100 \times 100$  мм для определения прочности бетона по ГОСТ 10180-2012. Для определения призмной прочности, начального модуля упругости и коэффициента Пуассона испытывались 3 призмы  $100 \times 100 \times 400$  мм. Испытания арматурных стержней выполнялись согласно ГОСТ 12004-81. Для определения физико-механических характеристик арматуры было отобрано 6 стержней длиной 400 мм (рисунок 1).

Балки серии I, которые рассматривались в качестве эталонных, загружались монотонно возрастающими силами вплоть до разрушения. Нагрузку прикладывали ступенчато по 0,1 от предельной нагрузки  $P_{fail}$ . Величина нагрузки контролировалась по показаниям силоизмерителей соответствующих испытательных машин. Для измерения линейных продольных деформаций на этапе изготовления каркаса на арматурные стержни клеились тензорезисторы японской фирмы TML FLA-10-11 с базой 10 мм и сопротивлением 200 Ом. Для измерения деформаций бетона сжатой зоны тензорезисторы PL-90-11 с базой 90 мм и сопротивлением 120 Ом устанавливались цепочкой по высоте образцов под местом приложения нагрузки. Показания тензорезисторов дублировались показаниями цифровых индикаторов с базой 150 мм и ценой деления 0,001 мм (рисунок 2).



Рисунок 2 – Схема испытаний эталонных балок I серии

Основной целью испытаний балок I серии являлось:

- определение несущей способности балок при однократном нагружении;
- определение величины коэффициента пластичности по деформациям арматуры, соответствующей разрушению бетона сжатой зоны;
- исследование НДС;
- зависимость между коэффициентом пластичности и прогибом для следующих серий испытаний.

В целом характер напряженно-деформированного состояния в процессе нагружения для всех балок серии I был сходным, поэтому приведены данные для одного из образцов (БО-I-01). Первые нормальные трещины в образце появились под нагрузкой 13,3% от разрушающей, о чем свидетельствовал визуальный осмотр и изменение положения нейтральной оси на эпюрах деформаций (рисунок 3), при этом деформации в бетоне сжатой зоне составили  $-0,31 \cdot 10^{-3}$ . До величины нагрузки 51,7% от разрушающей арматура работала упруго. При последующем увеличении нагрузки арматура начала работать в пластической

стадии, а деформации сжатого бетона составили  $-1,42 \cdot 10^{-3}$ . В момент разрушения эпюра деформаций бетона сжатой зоны приняла параболический характер. Максимальные деформации бетона сжатой зоны составили  $-2,9 \cdot 10^{-3}$ .

Предельные деформации растянутой арматуры в момент разрушения составили  $19,23 \cdot 10^{-3}$ , что соответствует предельному коэффициенту пластичности  $k_{pl, fail} = 5,9$ . На рисунке 4 представлена схема расположения цифровых индикаторов и тензорезисторов на бетоне и арматуре балок I серии.

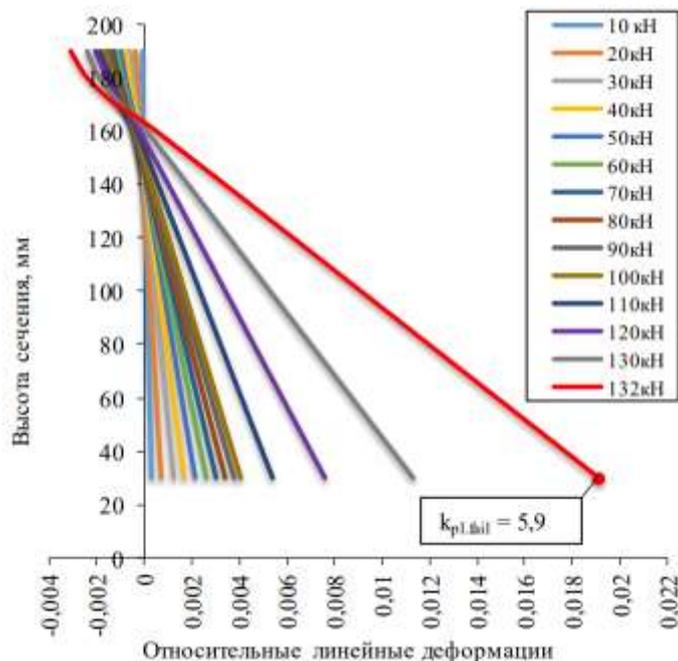


Рисунок 3 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-I-01 по ступеням нагружения

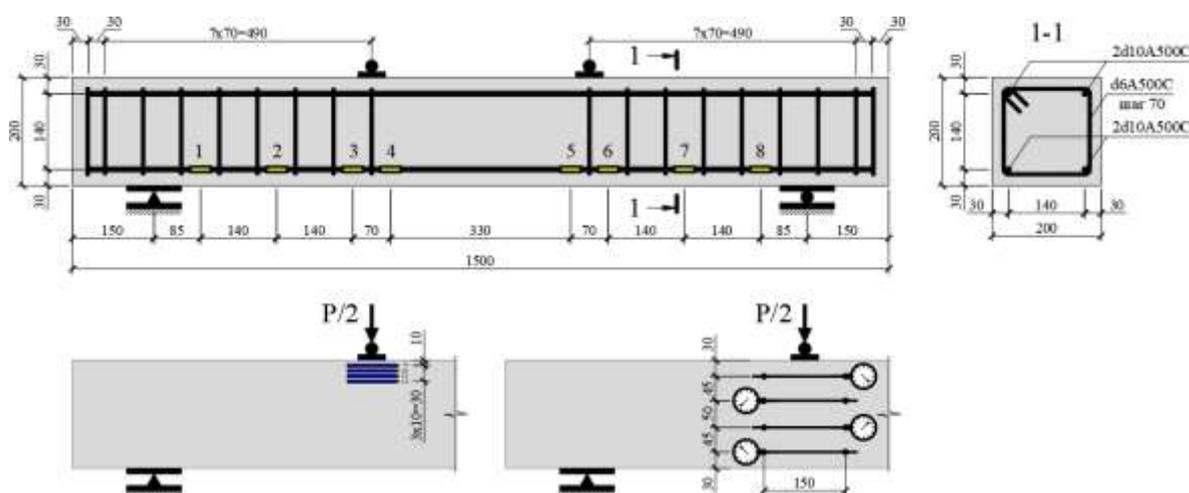


Рисунок 4 – Схема расположения цифровых индикаторов и тензорезисторов на бетоне и арматуре эталонных образцов I серии

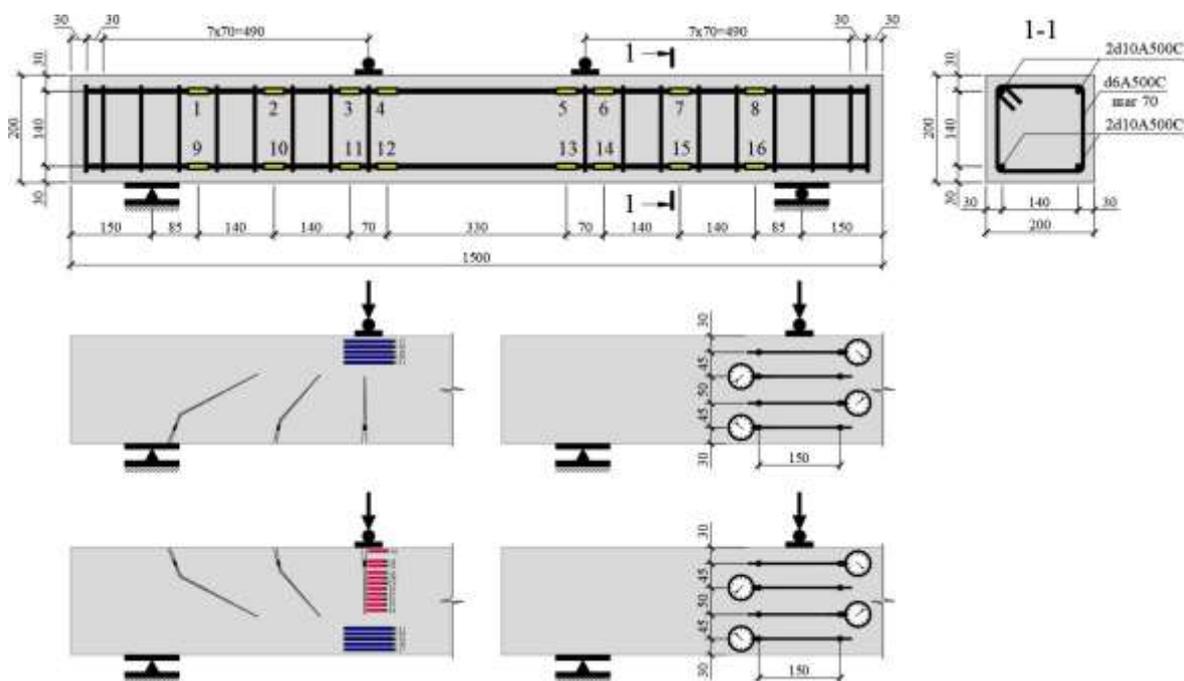


Рисунок 5 – Схема расположения цифровых индикаторов и тензорезисторов на бетоне и арматуре образцов II-VII серий

Балки серий II-VII испытывались двумя полуциклами нагружения. Вначале балка загружалась монотонно возрастающей нагрузкой вплоть до достижения заданного коэффициента пластичности по деформациям арматуры, который варьировался от 1,21 до 5,51 (таблица 1). Нагружение осуществлялось ступенчато  $0,1 \cdot P_{fail}$  с десятиминутной выдержкой между ступенями.

Показания индикаторов и тензорезисторов на бетоне и арматуре снимались дважды: сразу после приложения нагрузки и после выдержки. Схема установки тензорезисторов на бетоне на первом полуцикле нагружения аналогична эталонным балкам. Для балок II-VII серий тензорезисторы клеились как на сжатую, так и на растянутую арматуру (рисунок 5). Они позволили определить значения деформаций как в процессе нагружения, так и в процессе разгрузки и получить величины остаточных деформаций бетона и арматуры. Показания тензорезисторов дублировались цифровыми индикаторами с ценой деления 0,001 мм.

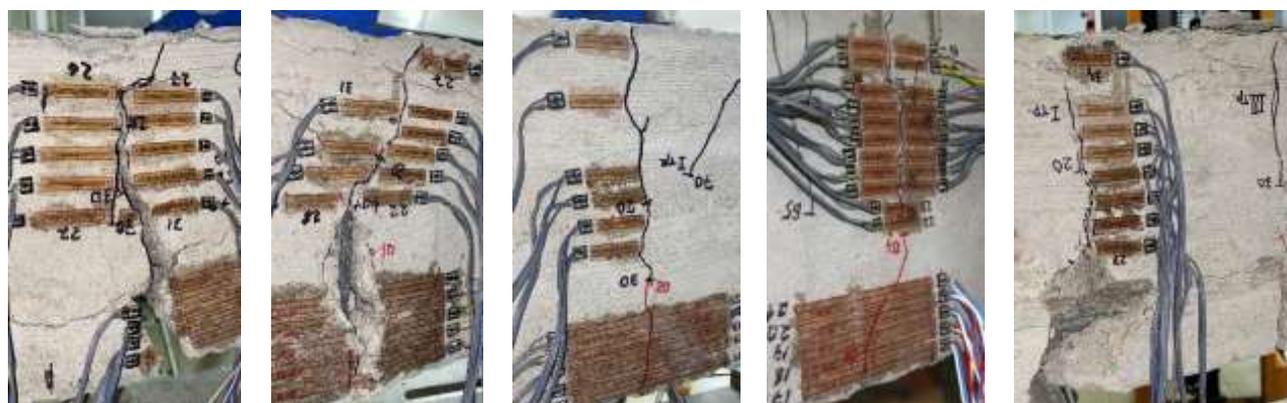


Рисунок 6 – Расположение тензорезисторов по берегам трещин

После разгрузки балка переворачивалась, и наклеивались тензорезисторы по берегам нормальных трещин, образовавшихся в процессе первого полуцикла нагружения

(рисунок 5, 6). С целью извлечения максимума информации каждый образец II-VII серий испытывался с доведением до разрушения. Снимались показания тензорезисторов на сжатой и растянутой арматуре и на бетоне по берегам трещины.

Предполагалось, что смыкание берегов трещины имеет место, когда скомпенсированы остаточные деформации растянутой на первом полупикле арматуры. Оно должно сопровождаться изломом на графике зависимости деформаций бетона по берегам трещины от нагрузки в связи с включением сжатого бетона в работу.

Основные цели испытания образцов II-VII серий на знакопеременную нагрузку:

- определение несущей способности балок при различных уровнях пластических деформаций арматуры на первом полупикле;
- определение предельных значений коэффициентов пластичности по деформациям арматуры, соответствующих разрушению на втором полупикле нагружения;
- оценка НДС балок при смене знака усилия в зависимости от коэффициента пластичности на первом цикле нагружения.

### 1. Результаты

Как показали результаты испытаний эталонных балок и испытаний балок остальных серий на первом полупикле нагружения, эпюры деформаций, как при нагружении, так и при разгрузке соответствуют гипотезе плоских сечений (рисунок 3, 7).

Деформации балки можно аппроксимировать ломаной линией в соответствии с гипотезой билинейных сечений [9-11]:

$$\begin{cases} \varepsilon_x(y) = A \cdot (y - h_b) \cdot \chi & \text{при } (0 \leq y \leq h_b) \\ \varepsilon_x(y) = (y - h_b) \cdot \chi & \text{при } (h_b \leq y \leq h) \end{cases} \quad (1)$$

где  $\chi$  – кривизна,  $h_b$  – высота сжатой зоны,  $A$  – эмпирический коэффициент. При  $A = 1$  гипотеза билинейных сечений переходит в гипотезу плоских сечений.

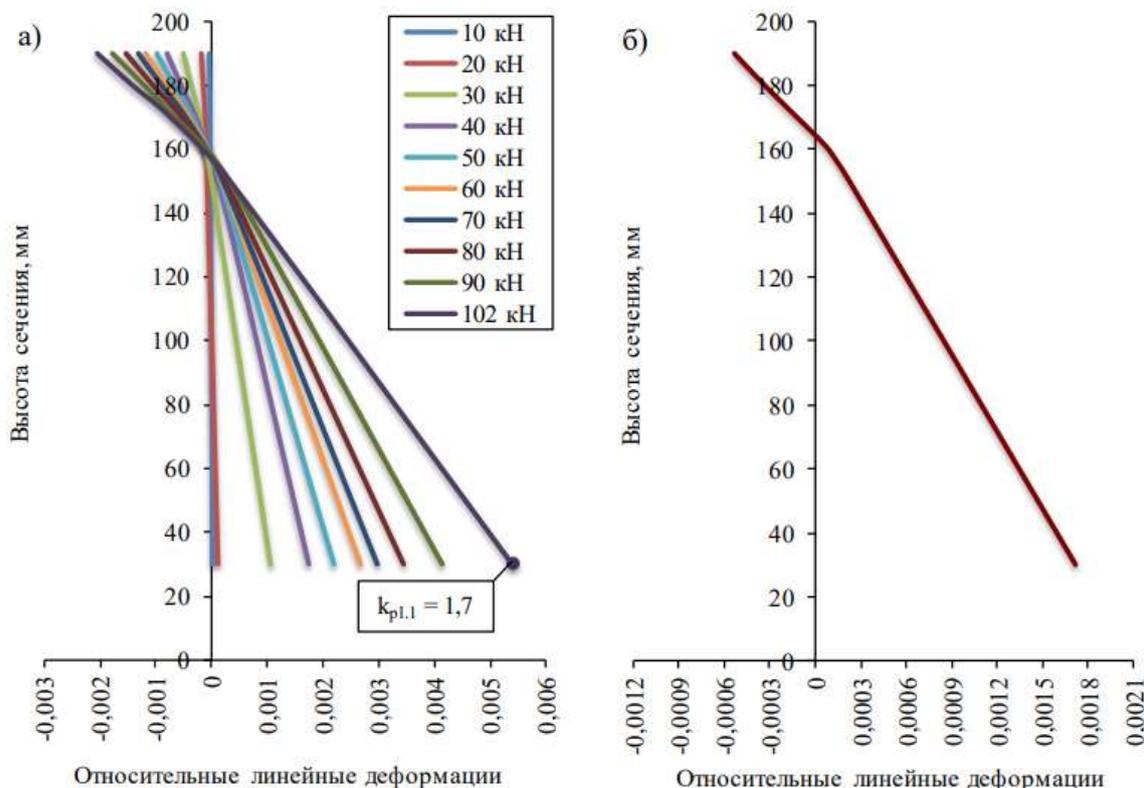


Рисунок 7 – Эпюры деформаций образца БО-IV-01 в первом полупикле нагружения: а – эпюра деформаций по ступеням нагружения, б – эпюра остаточных деформаций при разгрузке

В момент полной разгрузки в растянутой зоне остается несомкнутая остаточная трещина вследствие развития пластических деформаций арматуры. При смене знака усилия эта несомкнутая трещина оказывается в сжатой зоне бетона.

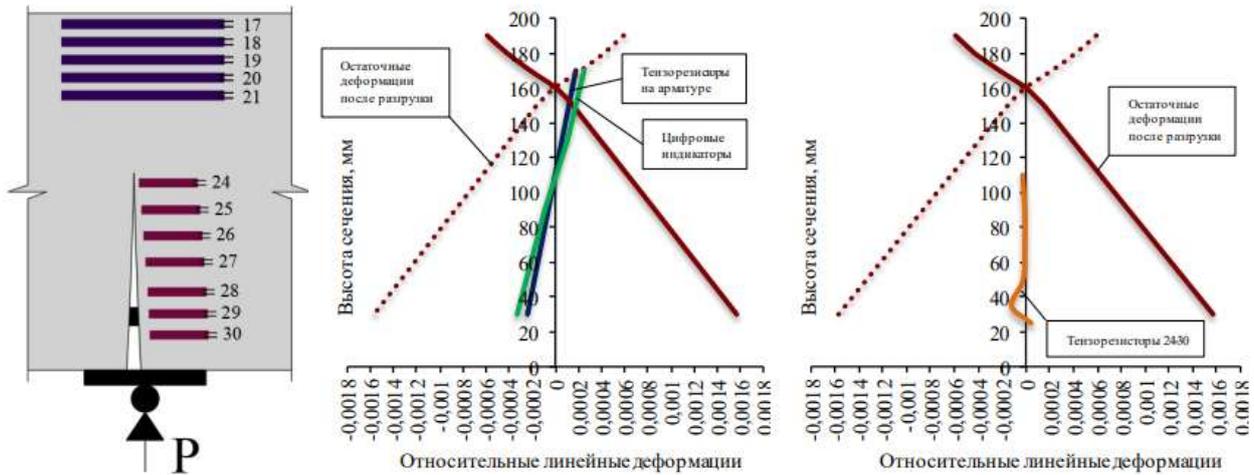


Рисунок 8 – Эпюры деформаций в балке БО-III-01, нагрузка 8,6% от разрушающей

Анализ эпюр деформаций на втором полуцикле показал, что даже если величины пластических деформаций в первом полуцикле были небольшими, на обратном полуцикле нагружения в момент начала раскрытия трещины обратного знака нейтральная ось находится в пределах несомкнутой остаточной трещины в сжатой зоне бетона (рисунок 8). В связи с этим скорость раскрытия трещины обратного знака опережает скорость смыкания остаточной трещины в сжатой зоне, и раскрывается сквозная трещина.

В дальнейшем при коэффициенте пластичности в первом полуцикле нагружения меньше 2,5 происходит смыкание трещины в сжатой зоне, начиная с крайнего волокна (рисунок 9). Этот процесс сопровождается резким увеличением деформаций по берегам трещины в связи с включением в работу бетона сжатой зоны (рисунок 10). В этом случае разрушение наступало вследствие дробления бетона сжатой зоны.

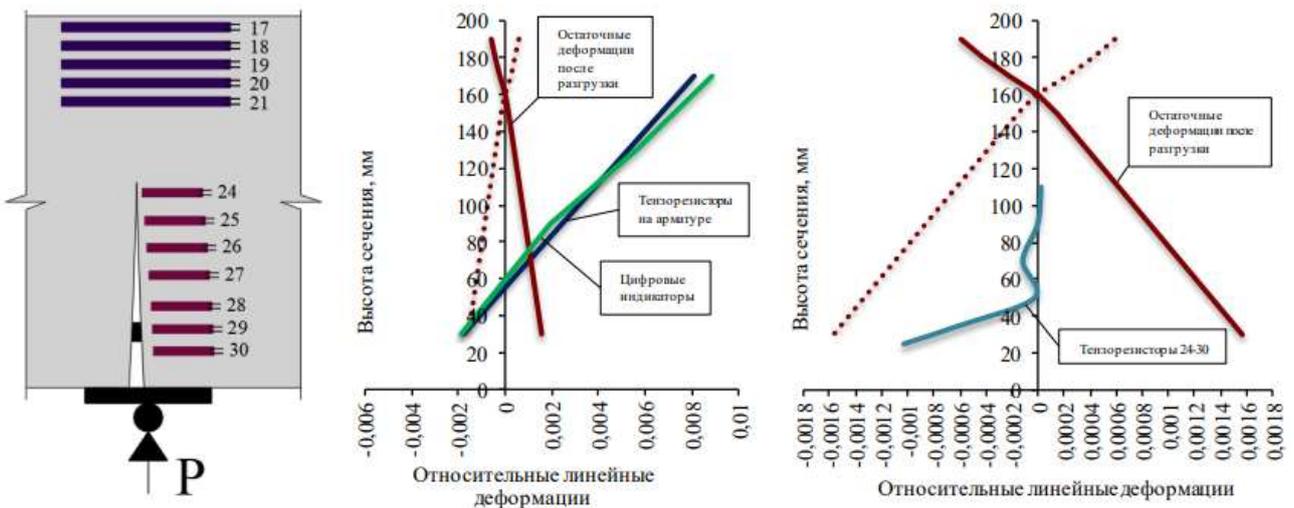


Рисунок 9 – Эпюры деформаций в балке БО-III-01, нагрузка 74% от разрушающей

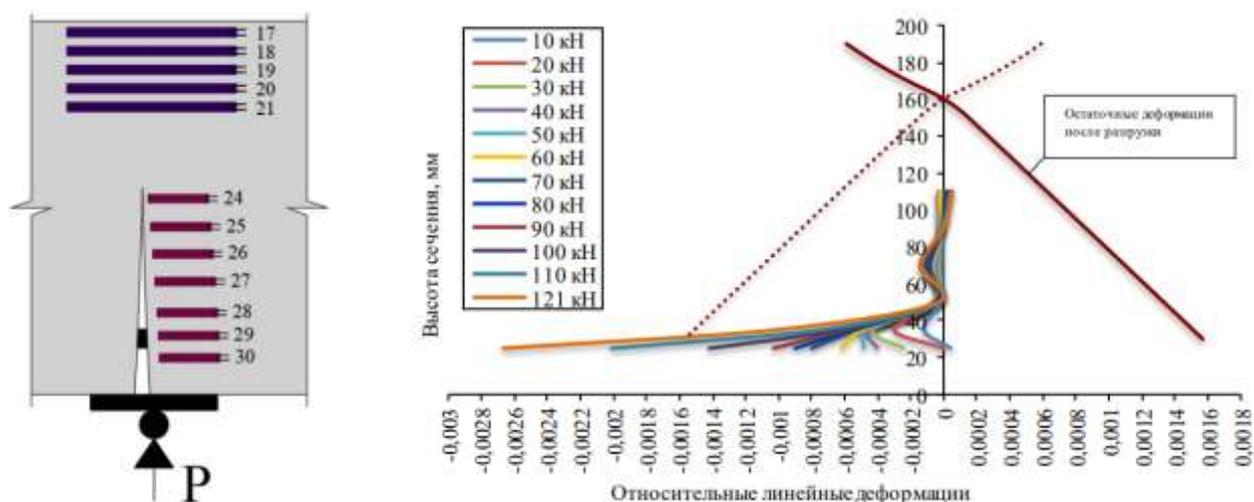


Рисунок 10 – Этапы деформаций бетона по берегу трещины в балке БО-III-01 по ступеням нагружения

При коэффициенте пластичности в первом полуцикле нагружения более 2,5 смыкания сквозной трещины не происходило вплоть до разрушения. Изгибающий момент от внешней нагрузки воспринимался только сжатой и растянутой арматурой. Разрушение происходило посленачала текучести в сжатой арматуре от разрыва растянутой арматуры (рисунок 11).



Рисунок 11 – Разрыв арматуры на втором полуцикле нагружения в балках VI и VII серий

В таблице 2 представлены относительные деформации арматуры во втором полуцикле нагружения в долях от деформации текучести, при которых происходило смыкание трещин в сжатой зоне бетона в зависимости от коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения.

Таблица 2 – Значения относительных деформаций арматуры, при которых происходило смыкание трещин в сжатой зоне бетона

Максимальный коэффициент пластичности на первом полуцикле нагружения $k_{pl,1}$	Отношение деформаций арматуры, при которых происходило смыкание сквозной трещины, к деформациям текучести $\epsilon_{смык.} / \epsilon_{тек.}$
1,21	0,202
1,52	0,819
1,62	0,925
2,14	1,907
2,53	2,760

По результатам эксперимента построена зависимость отношения разрушающей нагрузки во втором полуцикле к разрушающей нагрузке в эталонной балке от коэффициента пластичности в первом полуцикле (рисунок 12) для балок, в которых имело место смыкание остаточной трещины в сжатой зоне.

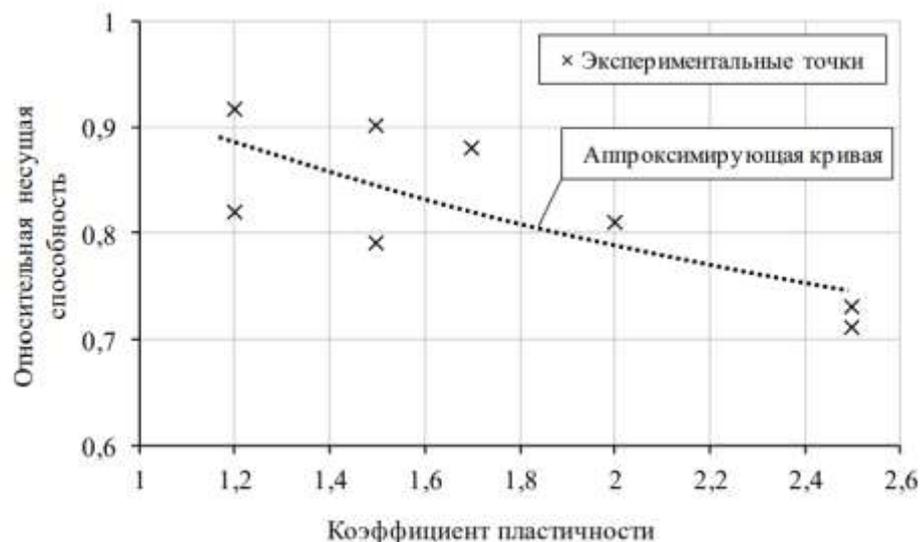


Рисунок 12 – Зависимость относительной несущей способности балок во втором полуцикле нагружения от коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения

Как показали результаты эксперимента, с увеличением коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения до 2,5 происходит снижение несущей способности во втором полуцикле нагружения до 28% по сравнению с эталонной балкой.

На рисунке 13 представлена зависимость предельного коэффициента пластичности, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны во втором полуцикле нагружения от коэффициента пластичности в первом полуцикле.

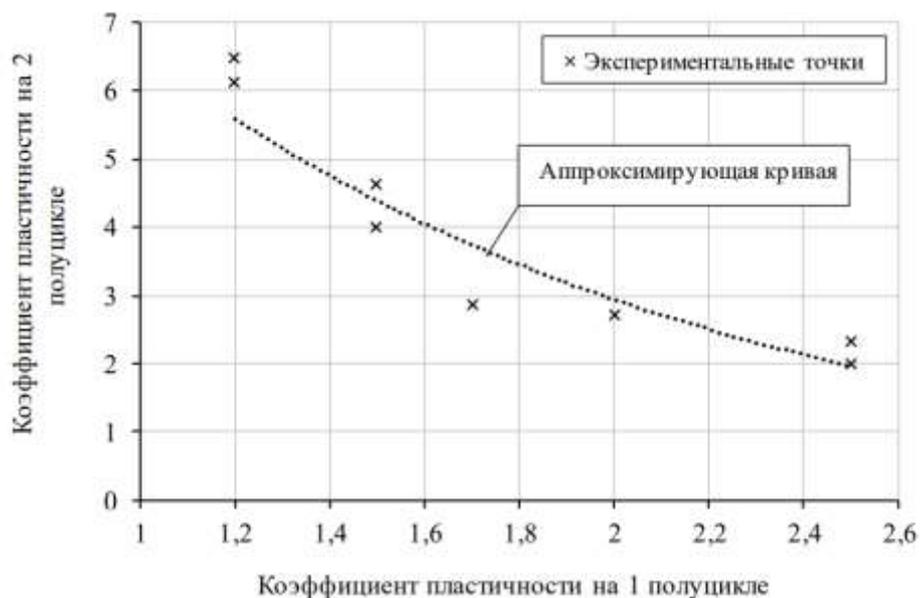


Рисунок 13 – Зависимость предельного значения коэффициента пластичности во втором полуцикле нагружения от коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения

Как видно из графика, во время испытаний наблюдалось снижение почти в 3 раза по сравнению с эталонной балкой предельного значения коэффициента пластичности.

### Выводы

1. Результаты проведенных экспериментов показали снижение на 28% несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия из-за наличия остаточных трещин в сжатой зоне бетона.
2. При увеличении максимальных пластических деформаций в первом полупериоде нагружения происходит снижение в 3 раза предельного значения коэффициента пластичности во втором полупериоде, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны.
3. При смене знака усилия в изгибаемых элементах образуются сквозные трещины, которые при небольших величинах пластических деформаций в первом полупериоде нагружения смыкаются по мере увеличения нагрузки обратного знака.
4. При величине коэффициента пластичности в первом полупериоде более 2,5 образуются сквозные трещины, не смыкающиеся вплоть до разрушения образца.
5. В расчетах на сейсмические воздействия необходимо учитывать снижение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов вследствие развития пластических деформаций и ограничивать величины максимальных пластических деформаций, чтобы избежать разрушения бетона сжатой зоны и образования сквозных несомкнутых трещин при смене знака усилия.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II -7-81\* (с Изменением N 1)». Москва, 2018.
2. Мкртычев О.В. Сейсмостойкость железобетонных зданий и сооружений при повторных землетрясениях: монография / О.В. Мкртычев, П.И. Андреева, М.И. Андреев; М-во науки и высшего образования Рос. Федерации, Нац. Исследоват. Моск. гос. строит. ун-т. Москва: Издательство МИСИ-МГСУ, 2019. 112 с. (Библиотека научных разработок и проектов НИУ МГСУ).
3. Курнавина С.О., Цацулин И.В. Влияние пластических деформаций на высоту несомкнутой остаточной трещины в сжатой зоне бетона // Строительство и реконструкция. 2020. № 5(91). С. 13- 21. DOI 10.33979/2073-7416-2020-91-5-13-21.
4. Курнавина С.О., Цацулин И.В. Влияние несомкнутых трещин в сжатой зоне бетона на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов // Строительство и реконструкция. 2021. № 2(94). С. 28-38. DOI 10.33979/2073-7416-2021-94-2-28-38.
5. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. The influence of open cracks in compressed area of concrete on behaviour of bending elements of frame buildings under special alternating loads // Journal of Physics: Conference Series : International Scientific Conference on Modelling and Methods of Structural Analysis 2019, MMSA 2019, Moscow, 13–15 ноября 2019 года. Moscow: Institute of Physics Publishing, 2020. P. 012037. DOI 10.1088/1742-6596/1425/1/012037.
6. Garnitstky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Damage development process in reinforced concrete frame under the action of seismic loads // Proceedings of the III All Russian (II International) Conference on concrete and reinforced concrete «Concrete and reinforced concrete – glance at future». Moscow. 2014. Volume II.
7. Абаканов М.С. Малоцикловая прочность железобетонных конструкций каркасных зданий при действии нагрузок типа сейсмических. Алмаата. АО «КазНИИСА». 2016. 132 с.
8. Абаканов М.С. Прочность железобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях типа сейсмических // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. № 5. С. 30 -34.
9. Жарницкий В.И., Курнавина С.О. Энергетический метод определения поля направлений трещин в железобетонных балках // Технология текстильной промышленности. 2018. № 5. С. 213 -216.
10. Жарницкий В.И., Беликов А.А. Экспериментальное изучение восходящих и нисходящих участков диаграмм сопротивления бетонных и железобетонных призм // Научное обозрение. 2014. № 7-1. С. 93-98.
11. Жарницкий В.И. Развитие теории расчета упругопластических железобетонных конструкций на особые динамические воздействия, Дисс. Докт. Техн. Наук. М: МИСИ, 1998.
12. Кабанцев О.В., Усеинов Э.С., Шарипов Ш. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций // Вестник ТГАСУ. 2016. № 2. С. 117 -126.
13. Жарницкий В.И., Забегаев А.В. Развитие теории сейсмостойкости железобетонных конструкций.

Первая всероссийская конференция по проблемам бетона и железобетона. М.: 2001. Том 2. С. 655-658.

14. Kalkan E., Kunnath S.K. Method of modal combinations for pushover analysis of buildings // 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada, 2004. Paper No. 2713.
15. Sofyan J. Ahmed Seismic evaluation of reinforced concrete frames using pushover analysis // Al-Rafidian Engineering Journal. 2013. Vol. 21. No 3. Pp. 28-45.
16. Hastemoglu H. Seismic performance evaluation of reinforced concrete frames // IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering. 2015. Vol. 12. Issue 5. Pp. 123-131.
17. Айзенберг Я.М. Спитакское землетрясение 7 декабря 1988 года. Некоторые уроки и выводы // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 1999. № 1. С. 6–9.
18. Андреев О.О. Уроки землетрясения. Общие выводы / О.О. Андреев, В.И. Ойзерман // Карпатское землетрясение 1986 г. / под ред. А.В. Друмя, Н.В. Шебалина, Н.Н. Складнева, С.С. Графова, В.И. Ойзермана. Кишинев, 1990. С. 323–325.
19. Газлийское землетрясение 1984 г.: анализ поведения зданий и инженерных сооружений / отв. ред. А.И.Мартемьянов, Д.А. Алексеенков, Л.Ш. Килимник. М.: Наука, 1988. 118 с.
20. Кабанцев О.В. Макросейсмический эффект землетрясения 4 октября 1994 г. на островах Итуруп, Куна шир, Шикотан // Экспресс-информация ВНИИИС Госстроя СССР. Серия 14. Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство. М., 1995. Вып. 4. С. 7–11.
21. Banon H., Veneziano D. Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1982. V. 10. P. 179–193.
22. Рутман Ю.Л., Симборт Э. Выбор коэффициента редукиции сейсмических нагрузок на основе анализа пластического ресурса конструкции // Вестник гражданских инженеров. 2011. № 2 (27). С. 78–81.

## REFERENCES

1. SP 14.13330.2014 «Stroitelstvo v seismicheskikh rayonakh, aktualizirovannaya redaktsiya SNiP II-7-81\*» [Seismic Building Design Code] Moscow, 2018.
2. Mkrtychev O.V., Andreeva P.I., Andreev M.I. Seismostoykost gelezobetonnykh zdaniy i soorugeniy pri povtornich zemletryaseniya: monography. Moscow, MGSU, 2019. 112 p. (rus)
3. Kurnavian S.O., Tsatsulin I.V., The influence of plastic strains on the depth of open residual cracks in compressed zone of concrete. *Building and Reconstruction*. 2020. No. 5(91). Pp 13-21. (rus) DOI 10.33979/2073-7416-2020-91-5-13-21
4. Kurnavian S.O., Tsatsulin I.V., The influence of unclosed cracks in compressed zone on the bearing capacity of bending reinforced concrete elements. *Building and Reconstruction*. 2021. No. 2(94). Pp 28-38. (rus) DOI 10.33979/2073-7416-2021-94-2-28-38
5. Kurnavina S. O. The influence of open cracks in compressed area of concrete on behaviour of bending elements of frame buildings under special alternating loads / S. O. Kurnavina, I. V. Tsatsulin // Journal of Physics: Conference Series : International Scientific Conference on Modelling and Methods of Structural Analysis 2019, MMSA 2019, Moscow, 13–15 ноября 2019 года. Moscow: Institute of Physics Publishing, 2020. P. 012037. DOI 10.1088/1742-6596/1425/1/012037.
6. Garnitstky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Damage development process in reinforced concrete frame under the action of seismic loads // Proceedings of the III All Russian (II International) Conference on concrete and reinforced concrete «Concrete and reinforced concrete – glance at future». Moscow. 2014. Volume II.
7. Abakanov M.S. Malotsiklovaya prochnost gelezobetonnykh constuktsiy karkasnikh zdaniy pri deystviy nagruzok tyra seismicheskikh [Low-cycle strength of reinforced concrete constructions of frame buildings under loads the type of seismic], Alma ATA, АО «KazNIISA», 2016. 132 p (rus).
8. Abakanov M.S Prochnost gelezobetonnykh constuktsiy pri malotsiklovykh nagrudgeniyakh tyra seismicheskikh [Strength of reinforced concrete constructions under loads the type of seismic] // Earthquake engineering. Safety of facilities. 2013. No. 5. Pp. 30-34 (rus).
9. Garnitstky V.I., Kurnavina S.O. Energy method for determining the direction of cracks in reinforced concrete beams. *The News of Higher Educational Institutions Technology of Textile Industry*. 2018. No 5. Pp. 213-216. (rus)
10. Garnitstky V.I., Belikov A.A. Experimentalnoye izucheniye voschodyashikh i nischodyashikh uchastkov diagram soprotivleniya betonnikh i gelezobetonnykh prizm. *Nauchnoye obozreniye* 2014. No 7-1. Pp. 93-98. (rus)
11. Garnitstky V.I. Razvivitye teorii rascheta uprugoplasticheskyykh gelezobetonnykh konstruktsiy na osobiye dinamicheskiye vozdeystviya: dissertation of the Doctor of Technical Sciences. Moscow, MISI, 1998.
12. Kabantsev O.V., Useinov E.S., Sharipov S. O metodike opredeleniya koeffitsienta dopuskayemikh povregdeniy seismostoykikh konstruktsiy [Determination of allowable damage factor of antiseismic structures] // Vestnik TGASU. 2016. No. 2. Pp. 117-126.
13. Garnitstky V.I., Zabegev A.V. Razvitie teorii seismostoykosti gelezobetonnykh constuktsiy // Proceedings of the I All Russian Conference on concrete and reinforced concrete, Moscow, 2001, Vol.2 Pp. 655-658.

14. Kalkan E., Kunnath S.K. Method of modal combinations for pushover analysis of buildings // 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada, 2004. Paper No. 2713.
15. Sofyan J. Ahmed Seismic evaluation of reinforced concrete frames using pushover analysis, Al-Rafidian Engineering Journal. 2013. Vol. 21. No. 3. Pp. 28-45.
16. Hastemoglu H. Seismic performance evaluation of reinforced concrete frames // IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering. 2015. Vol. 12. Issue 5. Pp. 123-131.
17. Aizenberg Ya.M. Spitakskoe zemletryasenie 7 deka brya 1988 goda. Nekotorye uroki i vyvody [Spitak earthquake on December 7, 1988. Some lessons and conclusions]. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 1999. No. 1. Pp. 6–9. (rus)
18. Andreev O.O., Oizerman V.I. Uroki zemletryaseniya. Obshchie vyvody [Lessons of earthquake. General conclusions]. Karpatskoe zemletryasenie 1986 g. Kishinev, 1990. Pp. 323–325. (rus)
19. Martem'yanov A.I., Alekseenkov D.A., Kilimnik L.Sh. Gazliiskoe zemletryasenie 1984 g.: Analiz povedeniya zdaniy i inzhenernykh sooruzhenii [Gazli earthquake 1984: Analysis of structural behavior]. Moscow : Nauka Publ., 1988. 118 p. (rus)
20. Kabantsev O.V. Makroseismicheskiy effekt zemletryaseniya 4 oktyabrya 1994 g. na ostrovakh Iturup, Kunashir, Shikotan [Microseismic effect of earthquake 4 October 1994 on the Iturup, Kunashir, Shikotan islands]. Moscow : Gosstroy Publ., 1995. No. 4. Pp. 7–11. (rus)
21. Banon H., Veneziano D. Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1982. V. 10. P. 179–193.
22. Rutman Yu L., Simbort E. Vybor koeffitsienta reduktsii seismicheskikh nagruzok na osnove analiza plasticheskogo resursa konstruktiv [Selection of reduction coefficient based on seismic loads analysis of plastic resource]. Vestnik grazhdanskikh inzhenerov. 2011. No. 27. Pp. 78–81. (rus)

**Информация об авторах:**

**Курнавина Софья Олеговна**

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: [sofyk@yandex.ru](mailto:sofyk@yandex.ru)

**Цацулин Илья Владимирович**

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: [ilya.vladimirovich.t@mail.ru](mailto:ilya.vladimirovich.t@mail.ru)

**Манаенков Иван Константинович**

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: [manaenkov.i.k@gmail.com](mailto:manaenkov.i.k@gmail.com)

**Information about authors:**

**Kurnavina Sofya Ol.**

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia, candidate in technical sciences, docent, associate professor of the department of reinforced concrete and stone structures.

E-mail: [sofyk@yandex.ru](mailto:sofyk@yandex.ru)

**Tsatsulin Ilya V.**

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia, postgraduate student of the department of reinforced concrete and stone structures.

E-mail: [ilya.vladimirovich.t@mail.ru](mailto:ilya.vladimirovich.t@mail.ru)

**Manaenkov Ivan K.**

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia, candidate in technical sciences, associate professor of the department of reinforced concrete and stone structures.

E-mail: [manaenkov.i.k@gmail.com](mailto:manaenkov.i.k@gmail.com)