

С.О. КУРНАВИНА¹, И.В. ЦАЦУЛИН¹

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

ВЛИЯНИЕ НЕСОМКНУТЫХ ТРЕЩИН В СЖАТОЙ ЗОНЕ БЕТОНА НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Аннотация. Одним из наиболее важных вопросов при расчете зданий и сооружений на сейсмические воздействия является учет наличия повреждений в сжатой зоне бетона. Известно, что в действующих нормах РФ [4] по сейсмостойкому строительству предполагается развитие пластических деформаций в элементах конструкций. При определении нагрузок, возможность развития пластических деформаций в элементах конструкций учитывается введением понижжающего коэффициента K_1 , пренебрегая при этом влиянием пластических деформаций на прочность несущих железобетонных элементов. Наличие пластических деформаций в арматуре приводят к возникновению остаточных трещин в сжатой зоне бетона и как следствие, к снижению несущей способности изгибаемых элементов на последующих циклах нагружения. Рассматривается влияние несомкнутых трещин в сжатой зоне бетона изгибаемых железобетонных элементов на их несущую способность при симметричном и несимметричном армировании, различных процентах армирования и коэффициентах пластичности. По результатам расчетов получены данные о несущей способности изгибаемых железобетонных элементов с имеющимися остаточными трещинами в сжатой зоне. Предложен приближенный метод определения глубины остаточной трещины в сжатой зоне бетона в зависимости от коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения.

Ключевые слова: знакопеременные воздействия, остаточные трещины, коэффициент пластичности.

S.O. KURNAVINA¹, I.V. TSATSULIN¹

¹Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

THE INFLUENCE OF UNCLOSED CRACKS IN COMPRESSED ZONE OF CONCRETE ON THE BEARING CAPACITY OF BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

Abstract. One of the most important issues when calculating buildings and structures for seismic effects is taking into account the presence of damage in the compressed zone of concrete. It is known that the current norms of the Russian Federation [4] on earthquake-resistant construction assume the development of plastic deformations in structural elements. When determining the loads, the possibility of developing plastic deformations in structural elements is taken into account by introducing a decreasing coefficient K_1 , while neglecting the effect of plastic deformations on the strength of bearing reinforced concrete elements. The presence of plastic deformations in the reinforcement leads to the appearance of residual cracks in the compressed zone of concrete and, as a consequence, to a decrease in the bearing capacity of bending elements in subsequent loading cycles. The influence of unclosed cracks in compressed zone of concrete of bending elements on their bearing capacity for symmetrical and non-symmetrical reinforcement, for different values of reinforcement coefficient and for different values of coefficient of plasticity is considered. Based on the results of calculations the bearing capacity data for bending reinforced concrete elements with residual cracks in compressed zone of concrete have been obtained. The approximate method of determination of residual cracks depth in compressed zone of concrete in terms of coefficient of plasticity in the first semi cycle of loading is proposed.

Keywords: alternating effects, residual cracks, plasticity coefficient.

Введение

Характерной особенностью сейсмического воздействия является возможность возникновения знакопеременных усилий в конструктивных элементах зданий. Значительная часть территории РФ являются сейсмоопасными, причем около трети из них находится на регионы, отнесенные с сейсмичностью 8 баллов и выше. В связи с этим развитие новых и уточнение существующих методов расчета зданий на сейсмические воздействия является важной и необходимой задачей, позволяющей наиболее точно оценить возможности конструкций сопротивляться различным сейсмическим воздействиям [1, 2, 3].

Расчеты элементов на сейсмические воздействия проводятся квазистатическим спектральным методом, или используются прямые динамические методы расчета, основанные на непосредственном решении дифференциального уравнения движения системы. Поскольку обеспечение упругой работы конструкций зданий и сооружений при землетрясениях экономически нецелесообразно, то вычисленные по спектральному методу нагрузки затем уменьшаются с учетом допускаемой степени повреждения зданий, обусловленной их ответственностью, путем введения понижающего коэффициента К1 [4].

Расчет железобетонных конструкций на прочность не учитывает развитие пластических деформаций и как следствие наличие остаточных трещин в сжатой зоне бетона при смене знака усилия. Но как показали результаты расчетов, остаточные несомкнутые трещины существенно снижают рабочую высоту сечения и уменьшают его несущую способность на последующих циклах нагружения. При значительной глубине несомкнутых трещин возможно хрупкое разрушение изгибаемых элементов при воздействии обратного знака [5, 6].

Методика

Аналитический метод определения глубины остаточной трещины

При знакопеременном воздействии большой интенсивности напряженно-деформированное состояние сечения имеет сложный характер. Вследствие развития пластических деформаций возможно наличие остаточных трещин в сжатой зоне бетона, уменьшающих рабочую высоту сечения. Это приводит к снижению несущей способности изгибаемого элемента на следующих циклах нагружения. При значительных величинах коэффициентов пластичности возможно даже хрупкое разрушение конструкций, т.к. остаточная часть сечения оказывается переармированной [9, 10].

Поскольку имеет место развитие пластических деформаций, как в бетоне, так и в арматуре, напряжено-деформированное состояние сечения и как следствие, глубина остаточных трещин зависит от истории нагружения. Для приближенной оценки возможной глубины ее раскрытия предлагается упрощенный метод, основанный на следующих предпосылках:

- Рассматриваются три стадии нагружения конструкции: напряжено-деформированное состояние сечения в момент достижения максимальных пластических деформаций, в момент полной разгрузки и в момент начала раскрытия трещины противоположного знака.
- Деформации и их приращения на всех этапах нагружения и разгрузки подчиняются гипотезе билинейных сечений [12] (рисунок 1 а-в). При величине коэффициента А=1 эта гипотеза переходит в известную гипотезу плоских сечений.
- В момент достижения максимальных пластических деформаций диаграмма сжатого бетона « $\sigma - \varepsilon$ » принята в виде квадратной параболы, а работа растянутого бетона не учитывается (рисунок 1, а).

– Разгрузка всех слоев бетона происходит по прямым, параллельным касательной в начальной точке диаграммы « σ – ε ». При этом в бетоне и арматуре сохраняются остаточные деформации (рисунок 1,б).

– При нагружении обратного знака приращение деформаций бетона происходит относительно некоторого мгновенного положения нейтральной оси h^{**} (рисунок 1, в).

– Смыкание берегов остаточной трещины происходит в момент возникновения сжимающих напряжений в бетоне, т.е. когда скомпенсированы остаточные растягивающие деформации. Поскольку величина остаточной трещины определяется в момент начала раскрытия трещины на противоположной грани элемента, то предполагается, что при дальнейшем нагружении к моменту начала текучести в арматуре во всех слоях сжатого бетона будут достигнуты напряжения, обеспечивающие надежное смыкание берегов трещины.

– В момент начала раскрытия трещины обратного знака бетон сжатой зоны работает упруго, а напряжения в растянутом бетоне подчиняются параболической зависимости (рисунок 2).

Высоту сжатой зоны бетона в момент достижения максимального прогиба $h_{b,\max}$ можно найти из уравнения равновесия продольных сил в сечении:

$$N_b + N_{a1,\max} + N_{a2,\max} = 0,$$

где N_b – усилие в бетоне сжатой зоны, $N_{a1,\max}$ – усилие в растянутой арматуре,

$N_{a2,\max}$ – усилие в сжатой арматуре.

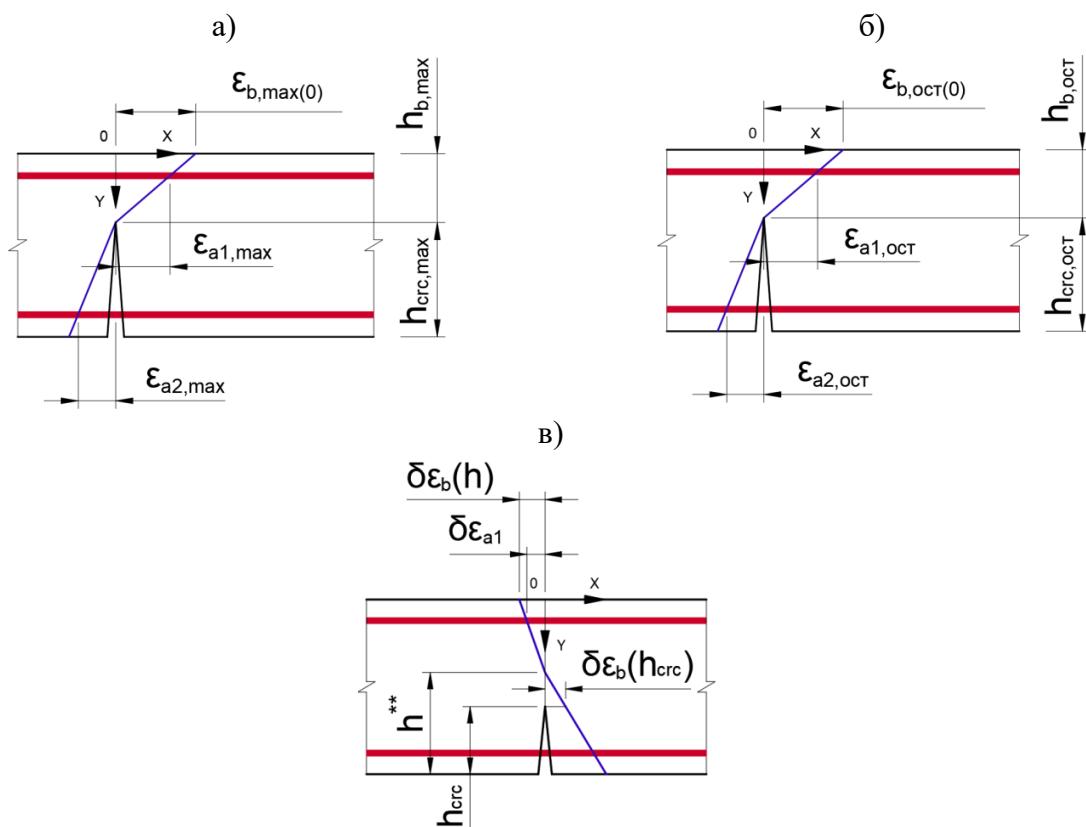


Рисунок 1 – Распределение приращений деформаций по высоте сечения
а) в момент достижения максимального прогиба; б) в момент разгрузки;
в)распределение приращений деформаций в момент начала раскрытия трещины

после смены знака внутренних усилий

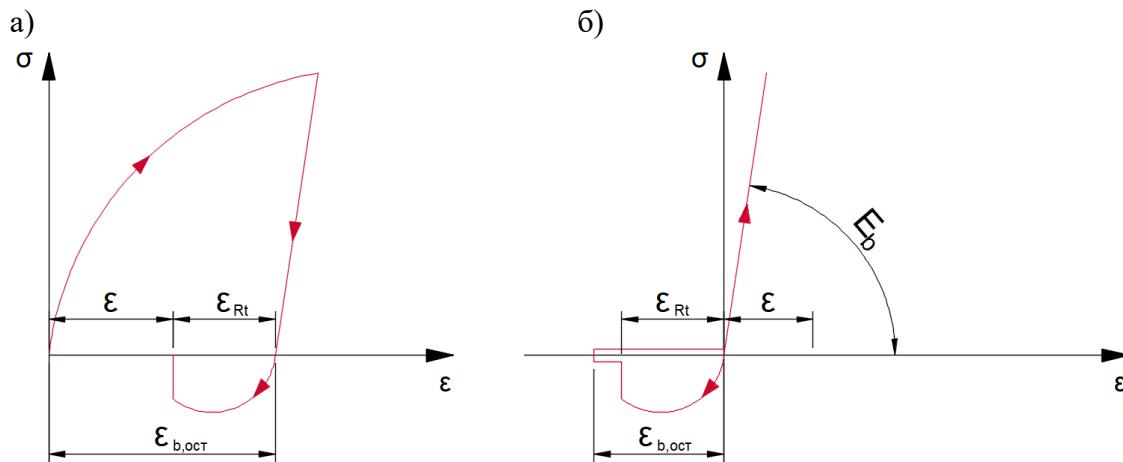


Рисунок 2 – Зависимость « σ - ε » при смене знака внутренних усилий:
а) в бетоне сжатой зоны, б) в бетоне растянутой зоны

Усилия в сжатом бетоне определяются путем интегрирования напряжений по высоте сжатой зоны:

$$N_b = b \cdot \int_0^{h_{b,max}} \sigma_b(y) dy,$$

Зависимость напряжений от деформаций имеет вид:

$$\sigma_b(y) = E_b \cdot \left(\varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{(\varepsilon_b(y))^2}{\varepsilon_R} \right),$$

где ε_R – предельная деформация бетона, E_b – начальный модуль упругости бетона.

Для растянутого бетона используется аналогичная зависимость с заменой предельной деформации сжатия ε_R на предельную деформацию растяжения ε_{Rt} .

Тогда с учетом гипотезы билинейных сечений усилия в бетоне и арматуре будут иметь вид:

$$\begin{cases} N_b = b \cdot E_b \cdot \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,max}) \cdot E_s} \cdot A \cdot \left[\frac{h_{b,max}^2}{2} - \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,max}) \cdot E_s} \cdot A \cdot \left(\frac{h_{b,max}^3}{6 \cdot \varepsilon_R} \right) \right] \\ N_{a1,max} = A_{s1} \cdot \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,max})} \cdot (h_{b,max} - a) \cdot A \\ N_{a2,max} = -A_{s2} \cdot k_{pl,a} \cdot R_{sn} \end{cases}$$

где A_{s1}, A_{s2} – площадь сжатой и растянутой арматуры, $k_{pl,a}$ – коэффициент пластичности по деформациям растянутой арматуры, h_0 – рабочая высота сечения, R_{sn} , E_s – предел текучести и модуль упругости арматуры соответственно, A – коэффициент гипотезы билинейных сечений [12].

При разгрузке сечение получает приращение кривизны $\delta\chi$ обратного знака, которое должно уменьшить до нуля усилия в бетоне сжатой зоны и арматуре, пренебрегая работой растянутого бетона. Как уже указано выше, разгрузка всех слоев бетона происходит по прямым, параллельным касательной в начальной точке диаграммы « σ - ε ». При этом в бетоне и арматуре имеют место некоторые остаточные деформации (рисунок 1, б).

Условие равновесия всех сил на продольную ось в приращениях:

$$\delta N_b + \delta N_{a1} + \delta N_{a2} = 0,$$

где изменения усилий в сжатой и растянутой арматуре и в бетоне сжатой зоны:

$$\begin{cases} \delta N_b = b \cdot E_b \cdot A \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h_0 - h^*)} \cdot \frac{(h^*)^2}{2} \\ \delta N_{a1} = A_{s1} \cdot \frac{R_{sn}}{(h_0 - h^*)} \cdot A \cdot (a - h^*) \\ \delta N_{a2} = -A_{s2} \cdot R_{sn} \end{cases}$$

Из этого условия можно выразить расстояние от сжатой грани до мгновенного положения нейтральной оси h^* , а через него изменение деформаций при разгрузке. Остаточные деформации определяются как сумма максимальных значений и отрицательного приращения деформаций к моменту полной разгрузки. Координата y , в которой остаточные деформации меняют знак, соответствует глубине остаточной трещины на момент разгрузки $h_{crc,ocm}$.

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние элемента в процессе нагружения обратного знака. Известно, что надежное смыкание трещины имеет место при определенной величине сжимающих напряжений по их берегам. Кроме того, скорость раскрытия трещины в растянутой зоне опережает скорость ее смыкания в сжатой зоне [5]. Поэтому в запас прочности величину остаточной трещины и рабочую высоту сечения будем определять на момент начала раскрытия трещины на противоположной грани балки. Дальнейшее деформирование сечения после начала раскрытия трещины в растянутой зоне приведет в возникновению сжимающих напряжений, достаточных для надежного смыкания берегов остаточной трещины.

Предполагаем, что приращение деформаций происходит относительно некоторого мгновенного положения нейтральной оси h^{**} (рисунок 1, в). В момент начала раскрытия трещины в растянутой зоне деформации растянутого бетона достигают предельного значения ε_{Rt} .

Предположим, что вершина несомкнутой трещины лежит в слоях, которые на предыдущем цикле испытывали только растяжение. В этом случае бетон сжатой зоны включится в работу, когда будут скомпенсированы остаточные растягивающие деформации.

Деформации сжатия в верхнем волокне:

$$\varepsilon_b(0) = \varepsilon_{b,ocm}(0) - \varepsilon_{Rt}.$$

Отсюда приращение кривизны уже обратного знака, соответствующее началу раскрытия трещины на противоположной грани

$$\delta\chi_1 = \frac{\varepsilon_{Rt}}{h^{**} - h}.$$

Зная приращение кривизны, можно на основе принятой геометрической гипотезы выразить приращения деформаций по высоте сечения.

Поскольку в изгибаемых элементах без предварительного напряжения в момент начала образования трещины работа бетона сжатой зоны близка к упругой, то приращение усилия в бетоне сжатой зоны можно определить как:

$$\delta N_b = b \cdot \int_{h-h^{**}}^{h-h_{rc}} \delta\sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \int_{h-h^{**}}^{h-h_{rc}} \delta\varepsilon_b(y) dy.$$

Приращение усилия в растянутой зоне бетона:

$$\delta N_{bt} = b \cdot \int_0^{h-h^{**}} \delta \sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \int_0^{h-h^{**}} \left(\delta \varepsilon_b(y) + 0,5 \cdot \frac{\delta \varepsilon_b(y)^2}{\varepsilon_{Rt}} \right) dy.$$

Приращение усилий в сжатой арматуре:

$$\delta N_{a2} = A_{s2} \cdot E_s \cdot \delta \varepsilon_{a2} = A_{s2} \cdot E_s \cdot \frac{\varepsilon_{Rt}}{(h-h^{**})} \cdot A \cdot (h^{**} - a).$$

Приращение усилия в растянутой арматуре:

$$\delta N_{a1} = A_{s1} \cdot E_s \cdot \delta \varepsilon_{a1} = A_{s1} \cdot E_s \cdot \frac{\varepsilon_{Rt}}{(h-h^{**})} \cdot A \cdot (h^{**} - h_0).$$

Мгновенное положение нейтральной оси h^{**} можно найти из условия равенства нулю приращений всех продольных сил $\Sigma \delta N = 0$:

$$\delta N_b + \delta N_{bt} + \delta N_{a1} + \delta N_{a2} = 0$$

Тогда глубина остаточной трещины в сжатой зоне h_{crc} в момент начала раскрытия трещины на противоположной грани:

$$h_{crc} = \frac{\frac{(k_{pl,a}-1)}{(h_{crc,ocm}-a)} \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} \cdot h_{crc,ocm} - \frac{\varepsilon_{Rt}}{(h-h^{**})} \cdot A \cdot h^{**}}{\frac{(k_{pl,a}-1)}{(h_{crc,ocm}-a)} \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} - \frac{\varepsilon_{Rt}}{(h-h^{**})} \cdot A}.$$

Зная глубину остаточной трещины в сжатой зоне бетона, можно определить остаточную рабочую высоту сечения на последующих циклах нагружения.

Численный метод расчета

Для оценки применимости упрощенного метода определения глубины остаточной трещины и для анализа ее влияния на несущую способность изгибаемого элемента на последующих циклах, были проведены расчеты в КЭ комплексе Abaqus.

При моделировании диаграмм материалов были использованы нормативные характеристики бетона и арматуры в соответствии с [11]. Бетон моделировался объемными конечными элементами. Для описания его работы использовалась модель с разрушением «concrete damaged plasticity». Данная модель учитывает образование и раскрытие трещин при растяжении, сжатии и срезе, а также теорию прочности бетона. Модель является континуальной, основанной на пластическом поведении и учитывающей образование и накопление повреждений.

Ввиду невозможности определения фактической ширины раскрытия трещины, для обеспечения континуальности сетки конечных элементов применяется метод распределения зоны трещины на группу конечных элементов («размазанное трещинообразование» – smeared cracking). Для получения наиболее подробной картины трещинообразования в модели при задании характеристик состояния бетона после достижения им предельных деформаций введена ниспадающая ветвь с условным физическим смыслом, обеспечивающая сходимость решений (рисунок 3) [7].

Для моделирования арматуры была использована полная среднестатистическая диаграмма растяжения стали А500 по [8]. Балки моделировались высокоточными конечными элементами C3D10M (tetra mesh). Нагружение моделировалось при помощи заданной контрольной точки (Tools – Reference point) монотонно возрастающей сосредоточенной силой (Concentrated force) на две грузораспределительные пластины 50×200 мм (Constraint – Coupling).

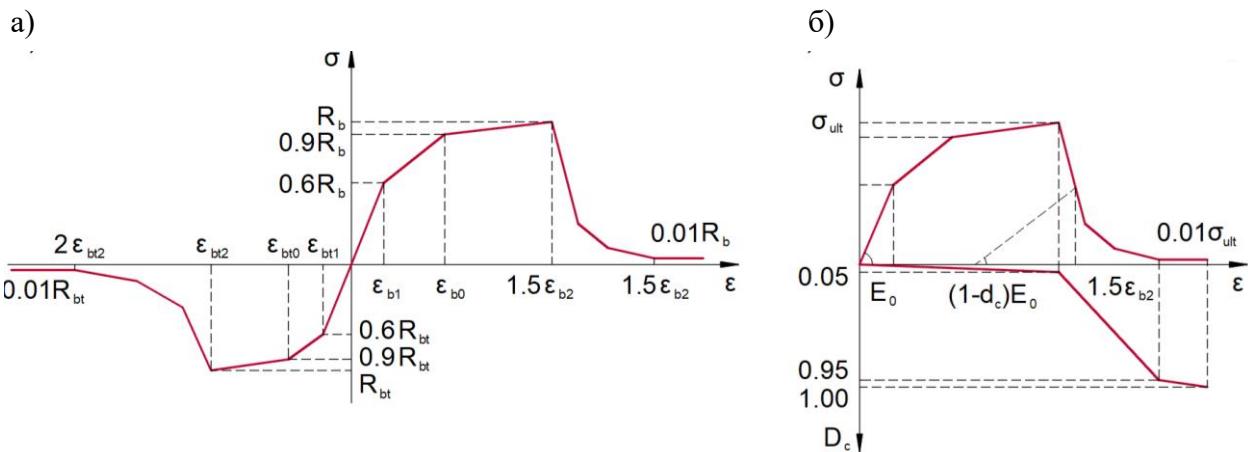


Рисунок 3 – Принятые в исследовании диаграммы состояния бетона:

а) общий вид расчетной диаграммы в Abaqus (для материала Concrete damage plasticity), масштаб выбран условным; б) к определению параметра повреждений на примере участка диаграммы состояния бетона в области сжатия

Для предотвращения проскальзывания арматуры в теле бетона, во всех расчетных моделях предусмотрена анкерная пластина, приваренная к концам стержней (рисунок 4 а-б). Сварка моделировалась с помощью соединений (Fasteners) с предельным напряжением, соответствующим разрыву сварного шва. Моделирование контакта всех элементов между собой осуществлялось с помощью алгоритма невязки (Penalty). Зоны контактов были заданы непосредственно между бетоном и металлическими пластинами. Параметры балок представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Параметры балок

Серия	Шифр образца	b/h_0 , мм	a , мм	L , мм	R_b , МПа	E_{bt} , МПа $\cdot 10^3$	R_{bt}	R_s	E_s , МПа $\cdot 10^3$	μ_s	μ'_s	$k_{pl,1}$	A
I	Б0-I-01	200 / 170	3	1500	14,5	30	1,05	435	200	0,6	0,6	1,5	1
	Б0-I-02	200 / 170	3	1500	14,5	30	1,05	435	200	0,6	0,6	2,5	1
	Б0-I-03	200 / 170	3	1500	14,5	30	1,05	435	200	0,6	0,6	3,5	1
II	Б0-II-01	200 / 170	3	1500	14,5	30	1,05	435	200	0,6	1,2	1,5	1
	Б0-II-03	200 / 170	3	1500	14,5	30	1,05	435	200	0,6	1,2	2,5	1
	Б0-II-04	200 / 170	3	1500	14,5	30	1,05	435	200	0,6	1,2	3,5	1
III	Б0-III-01	200 / 170	3	1500	14,5	30	1,05	435	200	1,2	0,6	1,5	1
	Б0-III-02	200 / 170	3	1500	14,5	30	1,05	435	200	1,2	0,6	2,5	1
	Б0-III-03	200 / 170	3	1500	14,5	30	1,05	435	200	1,2	0,6	3,5	1

Примечание:

А – коэффициент гипотезы билинейных сечений в аналитическом методе, принимался А = 1;

μ_s – процент арматуры, растянутой в первом цикле нагружения;

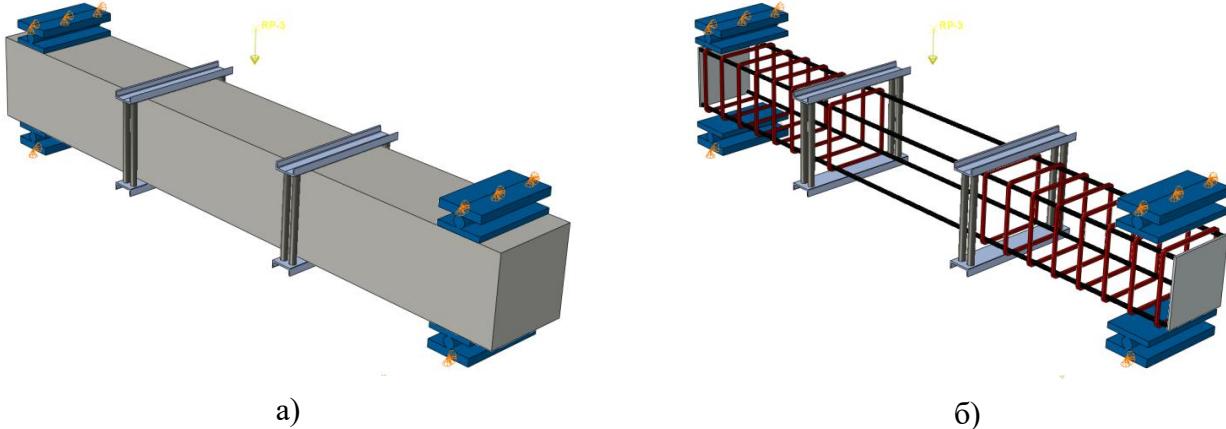
μ'_s – процент арматуры, сжатой в первом цикле нагружения;

$k_{pl,1}$ – коэффициент пластичности по деформациям арматуры на первом полуцикле нагружения.

В качестве одного из критериев разрушения принят резкий скачок прогибов балки в середине пролета. Известно, что разрушение бетона, как неоднородного материала, носит нехрупкий характер – перемещения нарастают с ускорением по криволинейной зависимости, поэтому в качестве второго явного критерия разрушения принята зависимость нагрузки от параметра повреждения сжатой зоны бетона (DamageC). Для всех трех серий был смоделирован эталонный образец, рассчитанный с целью получения данных о разрушающей

нагрузке и соответствующим ей пластическим деформациям в арматуре. Он нагружался монотонно возрастающей нагрузкой вплоть до разрушения.

Во всех балках усилия образования первой нормальной и наклонной трещины определены по изополям повреждений при растяжении и главных растягивающих деформаций.



*Рисунок 4 – Расчетная модель в ПК ABAQUS: а) схема приложения нагрузки на образец;
б) схема армирования образца*

По результатам расчета наблюдалось ожидаемое развитие повреждений. Нормальные трещины образовались при уровнях нагрузки 0,2...0,3 от разрушающей. Далее образовались трещины в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечных сил. Наклонные трещины образовывались при уровне нагрузки 0,35...0,7 от разрушающей.

В момент разрушения фиксировалось образование и раскрытие нормальной трещины, и раздробление бетона сжатой зоны непосредственно над ней. В момент перед разрушением отслеживались наибольшие деформации в крайнем волокне бетона сжатой зоны. В момент разрушения отдельные участки арматурных стержней переходили полностью в пластическое состояние (напряжения по Мизесу превышают предел прочности стали). На каждом этапе нагружения фиксировались нормальные напряжения в арматуре у опор и в середине пролета.

С целью получения глубины остаточных трещин в сжатой зоне бетона и влияния их на несущую способность на последующих циклах нагружения, были смоделированы образцы, рассчитанные на знакопеременную нагрузку в два полуцикла. Предполагалось, что смыкание трещины происходит, когда в растянутом слое бетона возникают сжимающие напряжения. Коэффициент асимметрии цикла $\rho = -1$. Глубина остаточной трещины определялась в момент начала текучести растянутой арматуры при нагружении обратного знака.

Модели балок были разделены на 3 серии: 1 серия – балки с симметричным расположением арматуры « $\mu_s = 0.6$ »–« $\mu'_s = 0.6$ » (на графиках эти образцы обозначены как « $\mu_s - \mu'_s$ »), 2 серия – балки с несимметричным расположением арматуры, где « $\mu_s = 0.6$ »–« $2 \cdot \mu'_s = 1.2$ » (на графиках обозначены как « $\mu_s - 2\mu'_s$ »), 3 серия – балки с несимметричным расположением арматуры, где « $2 \cdot \mu_s = 1.2$ »–« $\mu'_s = 0.6$ » (на графиках обозначены как « $2\mu_s - \mu'_s$ »).

Сначала, как и в случае с эталонной балкой, они нагружались монотонно возрастающей нагрузкой, но до конкретного значения k_{pl} в первом полуцикле, после чего проводилась разгрузка, а затем балки нагружались нагрузкой обратного знака до полного разрушения. По результатам расчета строилась зависимость глубины остаточной трещины на

момент начала текучести в арматуре при нагружении обратного знака от максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле.

Результаты исследования и их анализ

На рисунке 5 представлена зависимость глубины остаточной трещины во втором полуцикле нагружения в зависимости от коэффициента пластичности в первом полуцикле.

Как показали результаты расчетов, при величинах коэффициента пластичности меньше 2 имеет место интенсивное увеличение глубины остаточных трещин, а при больших значениях этот процесс существенно замедляется.

Если площадь арматуры, которая оказывается растянутой в первом цикле нагружения, больше или равна площади сжатой арматуры, приближенный метод расчета дает более низкие значения глубины остаточной трещины по сравнению с конечно-элементными расчетами. Если площадь арматуры, сжатой в первом цикле нагружения, превышает площадь растянутой арматуры, приближенный метод дает большие значения по сравнению с конечно-элементным методом. Во всех случаях разница в величинах не превышала 17,5 %.

На рисунке 6 представлена зависимость отношения величины разрушающей нагрузки во втором полуцикле нагружения к разрушающей нагрузке эталонного образца от коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полуцикле нагружения.

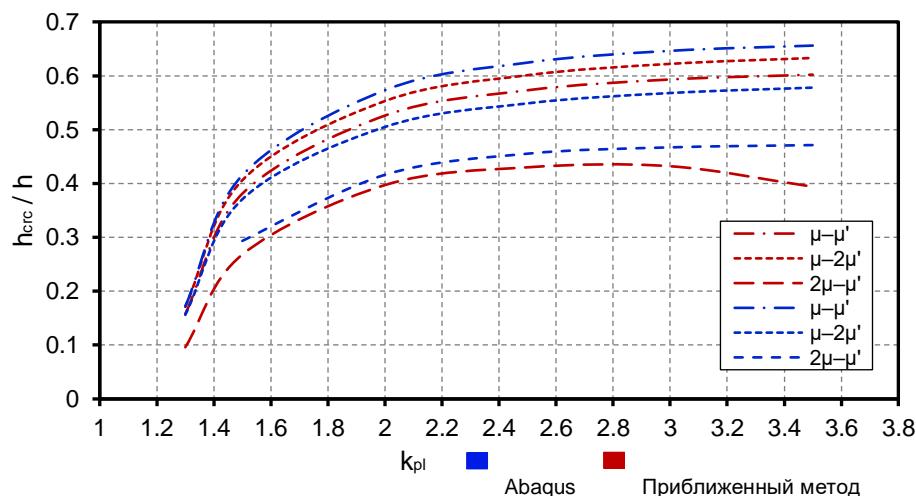


Рисунок 5 – Зависимость глубины остаточной трещины от коэффициента пластичности

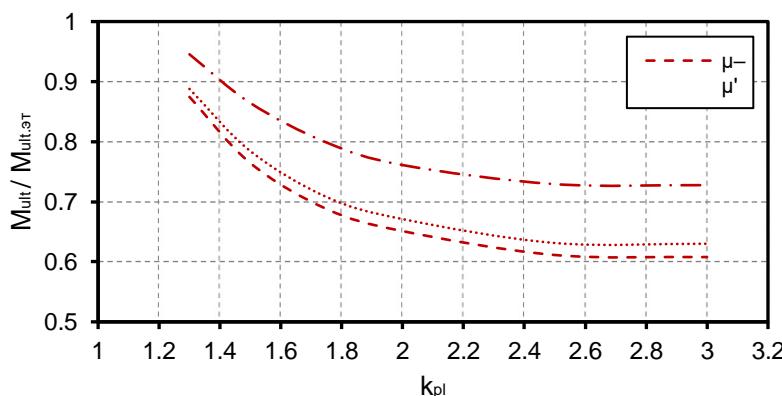


Рисунок 6 – Зависимость относительной несущей способности во втором полуцикле нагружения от коэффициента пластичности в первом полуцикле

Как видно из графиков, пластические деформации в растянутой арматуре приводят к существенному снижению несущей способности балок на последующих полуциклах

нагружения. Наиболее интенсивное снижение несущей способности имеет место при значениях коэффициента пластичности в первом полуцикле меньше 2.

Выводы

На основе полученных результатов можно сделать следующие выводы:

1. Вследствие развития пластических деформаций в растянутой арматуре при знакопеременных воздействиях большой интенсивности во время нагружения обратного знака имеют место несомкнутые трещины в сжатой зоне бетона. Их наличие приводит к уменьшению рабочей высоты сечения и к существенному (до 40%) снижению несущей способности изгибаемых элементов на последующих циклах нагружения.

2. Предложен приближенный метод определения глубины несомкнутых трещин в сжатой зоне бетона, остающихся при смене знака усилий вследствие пластических деформаций арматуры. При различном соотношении верхнего и нижнего армирования и при различных величинах коэффициента пластичности этот метод дает удовлетворительную сходимость с более точными методами расчета.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абаканов М.С. Малоцикловая прочность железобетонных конструкций каркасных зданий при действии нагрузок типа сейсмических. Алмаата. АО «КазНИИСА». 2016. 132 с.
2. Абаканов М.С. Прочность железобетонных конструкций при малоцикловых нагрузлениях типа сейсмических // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. № 5. С. 30-34.
3. 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 concreted – glance at future»). Moscow. 2014. Volume II.
4. СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* (с Изменением N 1)». Москва, 2018.
5. Курнавина С.О., Грачев А.Н. Критерий образования сквозных трещин при циклическом изгибе железобетонных конструкций // Строительство и реконструкция. 2018. № 5 (79). С. 24-31.
6. 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// Modelling and Methods of Structural Analysis, Journal of Physics: Conference Series 1425 (2020) 012037 IOP Publishing doi:10.1088/1742-6596/1425/1/012037.
7. Силантьев А.С. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с учетом влияния продольного армирования. Дисс. канд.техн.н. М., 2012.
8. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. М.: Воентехлит, 2000. 256 с.
9. Курнавина С.О., Цацулин И.В. Влияние пластических деформаций на работу изгибаемых элементов при сейсмических воздействиях // Технология текстильной промышленности. 2019. № 5(383). С. 228-233.
10. Semina Yu.A. The strength of reinforced concrete beam elements under cyclic alternating loading and low-cycle load of constant permanent sign// Vestik MGSU. 2015. Vol 9. Pp. 36-50. ISSN 1997-0935.
11. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с Изменением N 1).
12. Жарницкий В.И., Курнавина С.О. Энергетический метод определения поля направлений трещин в железобетонных балках // Технология текстильной промышленности. 2018. № 5. С. 213-216.

REFERENCES

1. Abakanov M.S. Malotsiklovaya prochnost gelezbetonnykh konstruktsiy karkasnikch zdaniy pri deystviyi nagruzok typu seismicheskikh [Low-cycle strength of reinforced concrete constructions of frame buildings under loads the type of seismic]. Alma ATA. AO «KazNIISA». 2016. 132 p.
2. Abakanov M.S Prochnost gelezbetonnykh konstruktsiy pri malotsiklovym nagrudgeniyakh typu seismicheskikh [Strength of reinforced concrete constructions under loads the type of seismic] // Earthquake engineering. Safety of facilities, 2013. No. 5. Pp. 30-34.
3. 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 concreted – glance at future»). Moscow. 2014. Volume II.
4. SP 14.13330.2018 «Stroitelstvo v seismicheskikh rayonakh, aktualizirovannaya redaktsiya SNiP II-7-81*» [Seismic Building Design Code]. Moscow, 2018.

5. Kurnavina S.O., Grachev A.N. Criterion of through crack formation in reinforced concrete structures under cyclic bending // Building and reconstruction. 2018. № 5 (79) Pp 24-31.
6. S.O.Kurnavina, I.V.Tsatsulin The influence of open cracks in compressed area of concrete on behaviour of bending elements of frame buildings under special alternating loads// Modelling and Methods of Structural Analysis, Journal of Physics: Conference Series 1425 (2020) 012037 IOP Publishing doi:10.1088/1742-6596/1425/1/012037.
7. Silantyev A.S. Soprotivleniye izgibaemym gelezbetonnym elementov po naklonnim sachaniyam s uchetom vliyaniya prodolnogo armirovaniya. Candidate thesis: 05.23.10. Moscow, 2012
8. Madatyev S.A. Armatura gelezbetonnykh konstruktsiy. Moscow: Voyentechlit, 2000. 256 p.
9. S.O.Kurnavina, I.V.Tsatsulin The influence of plastic strains on the behavior of bending elements under seismic loads // The technology of textile industry journal (Ivanovo). 2019. Vol. 5(383). Pp. 228-233.
10. Semina Yu.A. The strength of reinforced concrete beam elements under cyclic alternating loading and low-cycle load of constant permanent sign // Vestik MGSU. 2015. Vol. 9. Pp. 36-50. ISSN 1997-0935.
11. SP 63.13330.2018 Betonniye i gelezbetonnye konstruktsyi. Osnovniye polozheniya.
12. Garnitstky V.I., Kurnavina S.O. Energy method for determining the direction of cracks in reinforced concrete beams // The technology of textile industry journal (Ivanovo). 2018. Vol. 5. Pp. 213-216.

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

Цапуллин Илья Владимирович

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

E-mail: ilya.vladimirovich.t@mail.ru

Information about authors:

Kurnavina Sofya Ol.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
candidate of technical sciences, associate professor, associate professor of the department of reinforced concrete and masonry structures.

E-mail: sofyK@yandex.ru

Tsatsulin Ilya V.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
postgraduate student of the department of reinforced concrete and masonry structures.
E-mail: ilya.vladimirovich.t@mail.ru