

С.О. КУРНАВИНА¹, И.В. ЦАЦУЛИН²

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

²ООО «Институт «Мосинжпроект», г. Москва, Россия

ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗОК БОЛЬШОЙ ИНТЕНСИВНОСТИ

Аннотация. Многие здания подвергаются особым нагрузкам большой интенсивности. При расчете железобетонных конструкций, как на особые нагрузки аварийного характера, так и на сейсмические воздействия, в них уже на стадии проектирования предполагается развитие пластических деформаций в арматуре. Проведены экспериментальные исследования влияния пластических деформаций арматуры на напряженно-деформированное состояние нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов. По результатам эксперимента установлено, что гипотеза плоских сечений соблюдается не во всех случаях. Более точной является аппроксимация эпюры деформаций по высоте сечения билинейной зависимостью, характер которой меняется в процессе нагружения, т.е. гипотеза билинейных сечений. Определена зависимость коэффициента A гипотезы билинейных сечений от коэффициента пластичности по деформациям арматуры для балок с одиночным и симметричным армированием по результатам численных расчетов в конечно-элементном программном комплексе Abaqus. Проведено сравнение полученных численных результатов с экспериментальными данными, которое показало их удовлетворительную сходимость. Максимальное отклонение не превышает 13 %. Дана оценка влияния коэффициента гипотезы билинейных сечений на величину предельного коэффициента пластичности по кривизне, соответствующего началу разрушения бетона сжатой зоны.

Ключевые слова: пластические деформации, геометрическая гипотеза, особые воздействия.

S.O. KURNAVINA¹, I.V. TSATSULIN²

¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia

²Mosinzhproekt Institute LLC, Moscow, Russia

FEATURES OF SECTIONS DEFORMATION OF BEND REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER LOADS OF HIGH INTENSITY

Abstract. Many buildings are exposed to special effects of high intensity. When calculating reinforced concrete constructions both for special emergency loads and for seismic loads, the development of plastic strains in reinforcement is supposed just at the design stage. The experimental investigation of plastic deformations influence of the stress-strain state of normal sections of bending reinforced concrete elements has been made. According to the results of experiments, it has been found, that the hypothesis of plane sections is not observed in all cases. The approximation of deformations graph along the cross-section height by the bilinear function, variable during the load process, i.e. hypothesis of bilinear sections, is more accurate. The dependence of coefficient A of the hypothesis of bilinear sections on the coefficient of plasticity for reinforcement deformations has been determined based on the results of numerical calculations of beams with symmetric reinforcement and beams without compressed reinforcement in a finite element software package Abaqus. The comparison of obtained numerical results with experimental data has been made, which has shown their satisfactory

convergence. The maximum deviation does not exceed 13 %. The assessment of influence of coefficient of hypothesis of bilinear sections on the limit value of coefficient of plasticity for curvature, corresponding to the beginning of the destruction of compressed area of concrete is given.

Keywords: *plastic strains, geometric hypothesis, special effects.*

Введение

Как показывает практика, многие здания и сооружения могут подвергаться особым воздействиям, вызванным как взрывами ядерных или обычных боеприпасов, если речь идет о защитных сооружениях, так и аварийными взрывами в химической, нефтяной промышленности и на других взрывоопасных производствах. Эти воздействия возникают достаточно редко, но вследствие большой интенсивности могут послужить причиной обрушения зданий или возникновения существенных повреждений, угрожающих сохранности оборудования и жизни людей. [1, 2]

При взрывных нагрузках аварийного характера или расчетных, действующих однократно, в конструкциях в большинстве случаев допускается развитие значительных пластических деформаций. В этом случае они могут быть доведены почти до разрушения и оказаться непригодными для дальнейшей эксплуатации без дополнительного ремонта и восстановления, но выполняют свою функцию, сохранив людей и оборудование.

Согласно действующим нормам при аварийных динамических воздействиях железобетонные конструкции рассчитываются по первому предельному состоянию, которое в свою очередь подразделяется на две группы [3, 4].

В предельном состоянии 1а предполагается условно упругая работа конструкции. В этом состоянии не допускается возникновение остаточных деформаций, требующих восстановления или замены поврежденных конструкций. Напряжения в бетоне и арматуре не должны превышать их динамическую прочность. Эта группа предельных состояний назначается для сооружений, в которых динамические нагрузки (взрывные или ударные) являются эксплуатационными.

В предельном состоянии 1б в конструкциях допускается развитие ограниченных пластических деформаций. Возможно наличие остаточных перемещений и остаточных несомкнутых трещин в растянутой зоне после разгрузки. Ограничение пластических деформаций может быть обусловлено различными факторами, например: для объектов атомной энергетики необходимо гарантировать отсутствие выбросов радиоактивных жидкостей и газов, а для специальных сооружений предотвратить проникновение радиации или отравляющих веществ внутрь помещения. При этом впоследствии для некоторых зданий и сооружений может потребоваться ремонт или замена поврежденных конструкций.

После начала текучести в растянутой арматуре усилия в расчетном сечении практически не меняются. В связи с этим в расчетах по первому предельному состоянию используются деформационные критерии: предельные значения прогибов, кривизн, деформаций, углов раскрытия в пластических шарнирах и др. [3, 5, 6, 7, 8, 9].

Согласно действующим нормам по расчету защитных сооружений гражданской обороны [10] в предельном состоянии 1б допускается развитие пластических деформаций в растянутой арматуре в наиболее растянутых сечениях и достижение предельных деформаций укорочения бетона сжатой зоны.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов проводится с помощью нелинейной деформационной модели, основанной на гипотезе плоских сечений [11]. Однако как показали результаты экспериментов, с развитием пластических деформаций в бетоне и арматуре гипотеза плоских сечений соблюдается не во всех случаях [12, 13]. Этот факт не может не оказывать влияние на напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в пластической стадии.

Также величина пластических деформаций арматуры имеет существенное значение при знакопеременных воздействиях большой интенсивности, например сейсмических [14, 15, 16, 17, 18, 19].

В связи с этим представляет интерес теоретическое и экспериментальное исследование влияния величины деформаций на напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов, в том числе в пластической стадии работы арматуры, которое поможет уточнить предельные значения коэффициентов пластичности при расчете конструкций на динамические нагрузки большой интенсивности (взрывные или сейсмические).

Метод

На базе экспертно-диагностической испытательной лаборатории строительных конструкций (НИУ МГСУ) проведены испытания 15 одинаковых железобетонных балок пролетом 1500 мм на действие двух сосредоточенных сил. Размеры поперечного сечения балок 200×200 мм.

Армирование опытных образцов принято симметричным и одинаковым для всех образцов $\mu=0.426\%$. В качестве продольной растянутой арматуры приняты 4 стержня Ø10 A500С, к которым для обеспечения необходимой анкеровки по торцам приваривались поперечные пластины 150×150×4 мм. В качестве поперечной использовалась арматура Ø6A 500С с шагом 70 мм.

Перед началом эксперимента для определения физико-механических характеристик бетона произведены испытания на сжатие 6 бетонных кубов размером 100×100×100 мм и трех бетонных призм размером 100×100×400 мм. Согласно результатам испытаний призмная прочность бетона 21.3 МПа. Для определения физико-механических свойств арматуры проведены испытания 6 стержней длиной 400 мм. Средний предел текучести арматуры $R_s = 657$ МПа. Схема нагружения опытных железобетонных образцов представлена на рисунке 1.

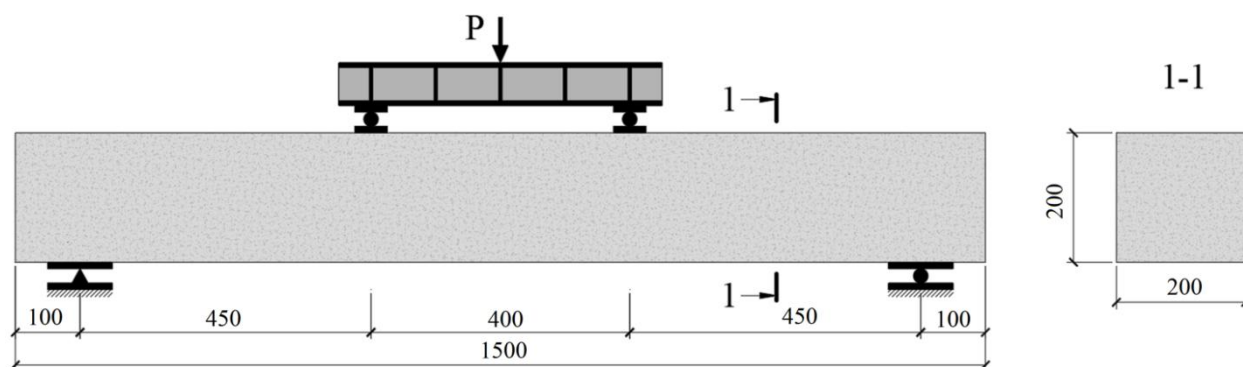


Рисунок 1 - Схема нагружения экспериментальных образцов

Испытано 7 серий образцов. Первая серия считалась эталонной и испытывалась монотонно возрастающей нагрузкой вплоть до разрушения. В процессе испытаний изучалось напряженно-деформированное состояние балки в процессе нагружения, в том числе после начала текучести растянутой арматуры и характер разрушения.

Для измерения линейных продольных деформаций на этапе изготовления каркаса на арматурные стержни производилась наклейка датчиков фирмы TML FLA-10-11 с базой 10 мм и сопротивлением 200 Ом. Для измерения деформаций бетона сжатой зоны под местом приложения нагрузки наклеивались цепочкой по высоте сечения тензорезисторы PL-90-11 с базой 90 мм и сопротивлением 120 Ом. Показания тензорезисторов дублировались показаниями цифровых индикаторов с базой 150 мм и ценой деления 0,001 мм.

Схема расположения тензодатчиков и индикаторов на эталонных балках представлена на рисунке 2.

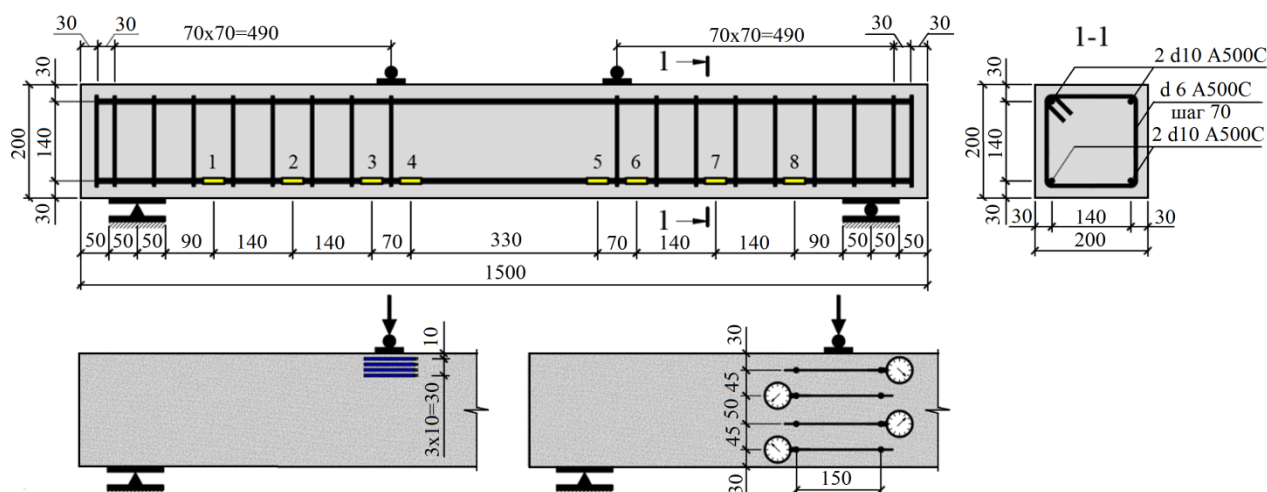


Рисунок 2 - Схема расположения цифровых индикаторов и тензодатчиков на бетоне и арматуре в эталонных балках

Балки остальных серий испытывались двумя полуциклами нагружения: прямого и обратного знака. Сначала балка нагружалась до достижения заданной величины коэффициента пластичности по деформациям арматуры, равного отношению максимальной деформации растянутой арматуры в первом полуцикле нагружения к деформации текучести $k_{\varepsilon, a} = \frac{\varepsilon_{a, max}}{\varepsilon_{тек}}$. Значение коэффициента пластичности варьировалось в пределах от 1.21 до 5.51. Затем производилась разгрузка, после которой определялись величины остаточных деформаций.

Затем балка переворачивалась, и производилась наклейка тензодатчиков цепочкой по берегам нормальных трещин, образовавшихся в первом полуцикле нагружения. После этого перевернутая балка нагружалась по той же схеме вплоть до разрушения.

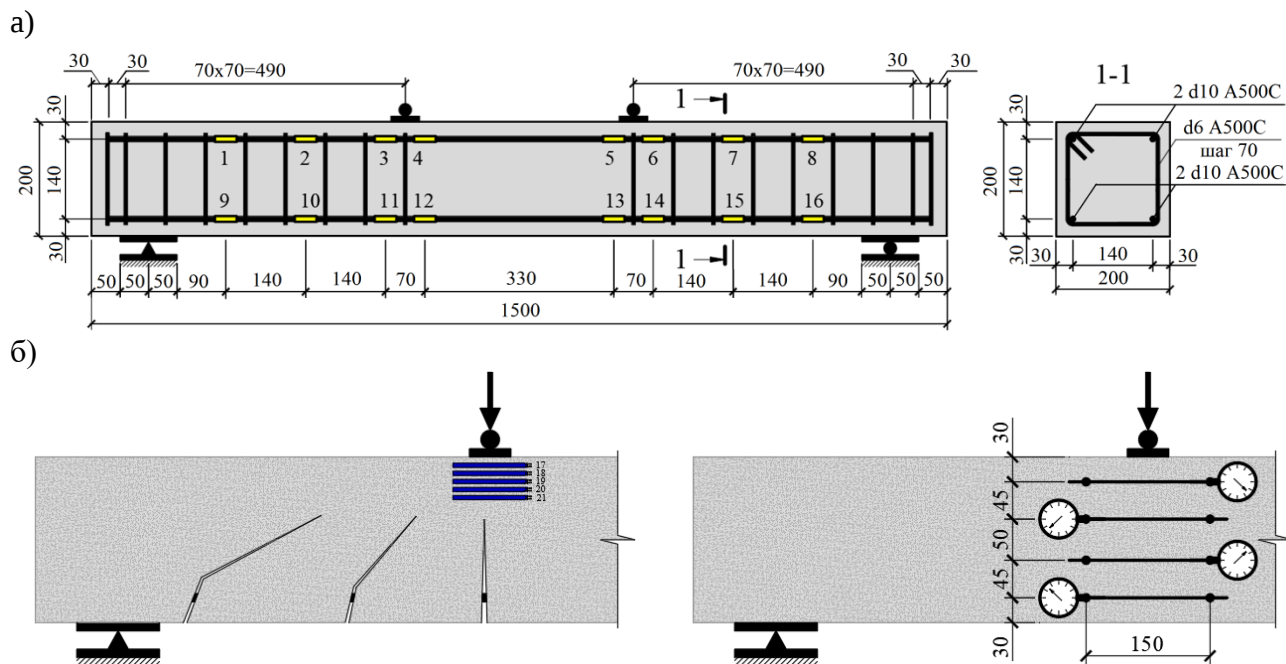


Рисунок 3 – Схема расположения (а) тензодатчиков на арматуре для балок серий II-V; (б) цифровых индикаторов и тензодатчиков на бетоне для балок серий II-V в первом полуцикле нагружения

Целью установки тензорезисторов по высоте поперечного сечения являлось изучение распределения деформаций по высоте сжатой зоны и определение ее высоты в первом полупериоде нагружения. После разгрузки тензорезисторы позволяли получить остаточные деформации бетона сжатой зоны. Схема расположения тензодатчиков и индикаторов часового типа на первом полупериоде нагружения представлена на рисунке 3.

Результаты и обсуждение

Результаты экспериментальных исследований

Как показали результаты испытаний эталонных балок и балок остальных серий на первом полупериоде нагружения, когда они загружались монотонно возрастающей нагрузкой до заданного значения коэффициента пластичности, эпюры деформаций в общем случае не соответствуют гипотезе плоских сечений (рисунок 4.)

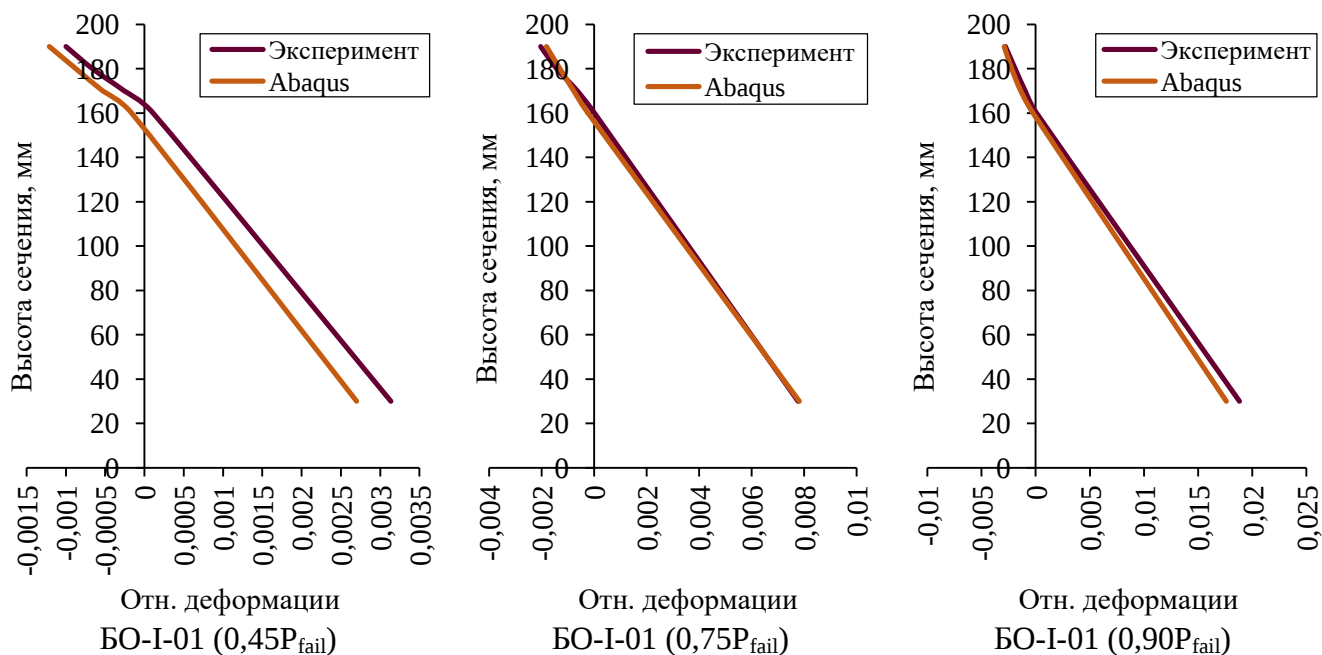


Рисунок 4 - Эпюры деформаций балок на различных этапах нагружения

Для аппроксимации распределения деформаций по высоте нормальных и наклонных сечений В.И. Жарницким в свое время была предложена гипотеза билинейных сечений [12]. Согласно этой гипотезе эпюру деформации по высоте нормального сечения можно задать следующей функцией (рисунок 5):

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

где A – эмпирический коэффициент, h_b – высота сжатой зоны, χ – кривизна.

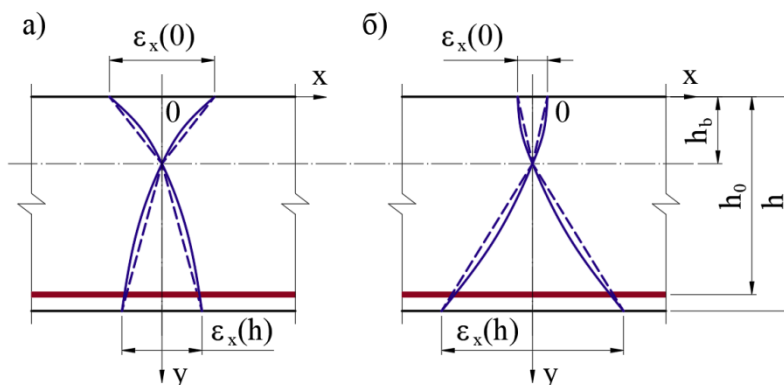


Рисунок 5 - Гипотеза билинейных сечений (для нормальных сечений) при различных очертаниях $\varepsilon_x(y)$: а) $-A > 1$; б) $-A < 1$;

Как показали результаты эксперимента, в общем случае распределение деформаций по высоте сечения может быть с достаточной точностью аппроксимировано билинейной зависимостью. Характер этой зависимости зависит от величины пластических деформаций в бетоне в арматуре.

На этапе нагружения, когда деформации арматуры близки к пределу текучести или меньше него, на эпюре деформаций возникает излом в вершине трещины. Коэффициент A гипотезы билинейных сечений больше единицы.

По мере развития пластических деформаций арматуры, относительные деформации арматуры начинают возрастать интенсивнее по сравнению с деформациями бетона сжатой зоны. Когда нагрузка составляет 70-80% от разрушающей, скорость деформирования выравнивается, и эпюра деформаций по высоте сечения близка к линейной, что соответствует гипотезе плоских сечений.

Когда нагрузка на балку близка к разрушающей, а коэффициент пластичности по деформациям арматуры превышает 3, на эпюре деформаций снова появляется излом, но коэффициент гипотезы билинейных сечений уже меньше единицы.

Согласно экспериментальным данным эпюры остаточных деформаций при полной разгрузке балок также не соответствуют гипотезе плоских сечений. Коэффициент A гипотезы билинейных сечений для остаточных деформаций также зависит от максимальной величины пластических деформаций (рисунок 6).

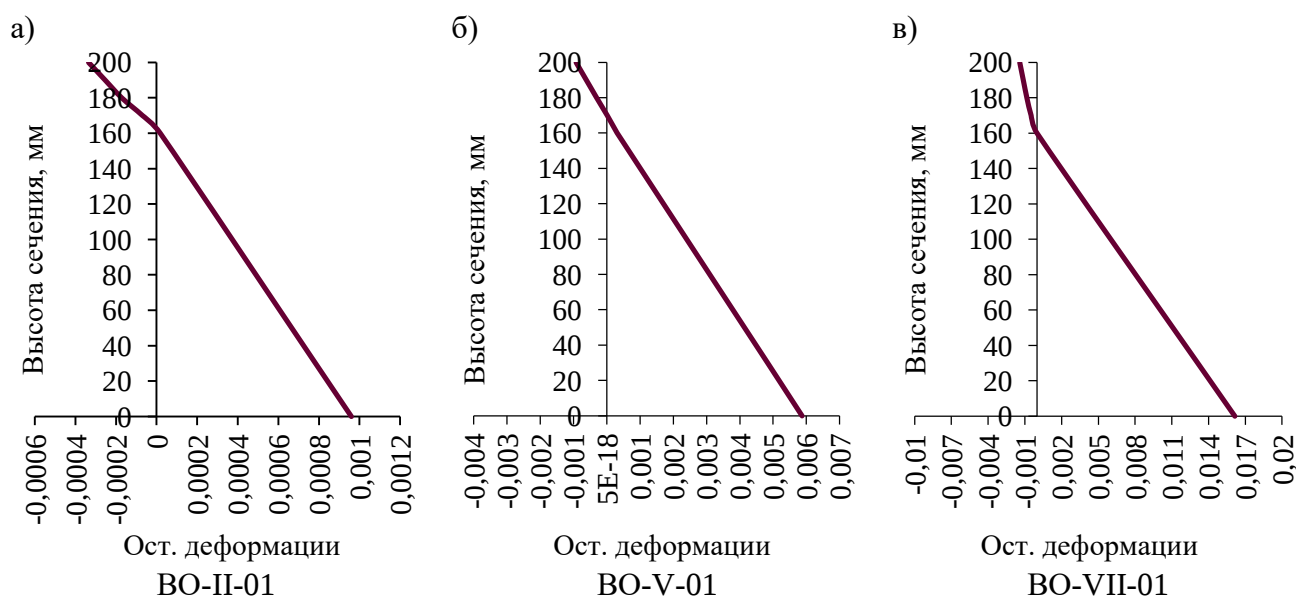


Рисунок 6 - Эпюры остаточных деформаций после разгрузки для балок серий II-VII

Как показали результаты испытаний балок II-VII серий, на эпюре остаточных деформаций также имеет место излом в вершине остаточных трещин (рисунок 6).

В таблице 1 представлены значения коэффициента A гипотезы билинейных сечений для остаточных деформаций балок серий II-VII. При величинах коэффициента пластичности меньше 2 величина коэффициента A больше единицы. С увеличением коэффициента пластичности величина A снижается и становится меньше 1.

Таблица 1 - Коэффициент А гипотезы билинейных сечений для остаточных деформаций

Серия	Шифр образца	Коэффициент А для остаточных деформаций при полной разгрузке	Максимальный коэффициент пластичности в первом полупериоде нагружения $k_{pl,1}$
II	БО-II-01	1,58	1,21
	БО-II-02	1,52	1,23
III	БО-III-01	1,09	1,49
	БО-III-02	1,21	1,52
IV	БО-IV-01	1,37	1,62
	БО-IV-02	1,12	2,14
V	БО-V-01	0,91	2,53
	БО-V-02	0,83	2,73
VI	БО-VI-01	0,67	4,64
	БО-VI-02	0,41	4,93
VII	БО-VII-01	0,42	5,36
	БО-VII-02	0,39	5,51

Численные исследования

Для изучения деформированного состояния железобетонных балок в процессе монотонного нагружения проведены расчеты моделей железобетонных балок в вычислительном комплексе Abaqus. Геометрические параметры расчетной модели, схема армирования, диаграммы бетона и арматуры и схема нагружения соответствовали экспериментальным образцам (рисунок 7).

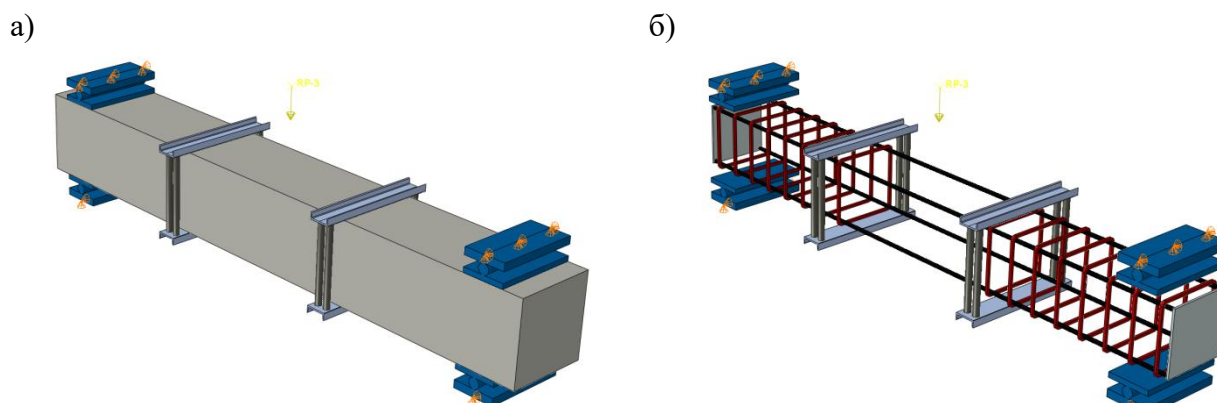


Рисунок 7 - Расчетная модель: а) схема нагружения, б) схема армирования

Бетон моделировался объемными конечными элементами. Моделирование бетона и арматуры осуществлялось с помощью КЭ C3D8(R) (brick mesh) или C3D4(R), в ряде случаев высокоточными КЭ 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. Для моделирования работы бетона использовалась модель «concrete damaged plasticity» (CDP), позволяющая учесть образование и раскрытие трещин при растяжении, сжатии и срезе, а также теорию прочности бетона. Работа арматуры моделировалась билинейной диаграммой с незначительным возрастанием в пластической стадии.

Также проведены расчеты балки с одиночным армированием в виде 2-х стержней Ø10 А500С.

На рисунке 8 представлены зависимости коэффициента гипотезы билинейных сечений от коэффициента пластичности по деформациям арматуры при действии монотонно возрастающей нагрузки, полученные экспериментально и по результатам численных расчетов.

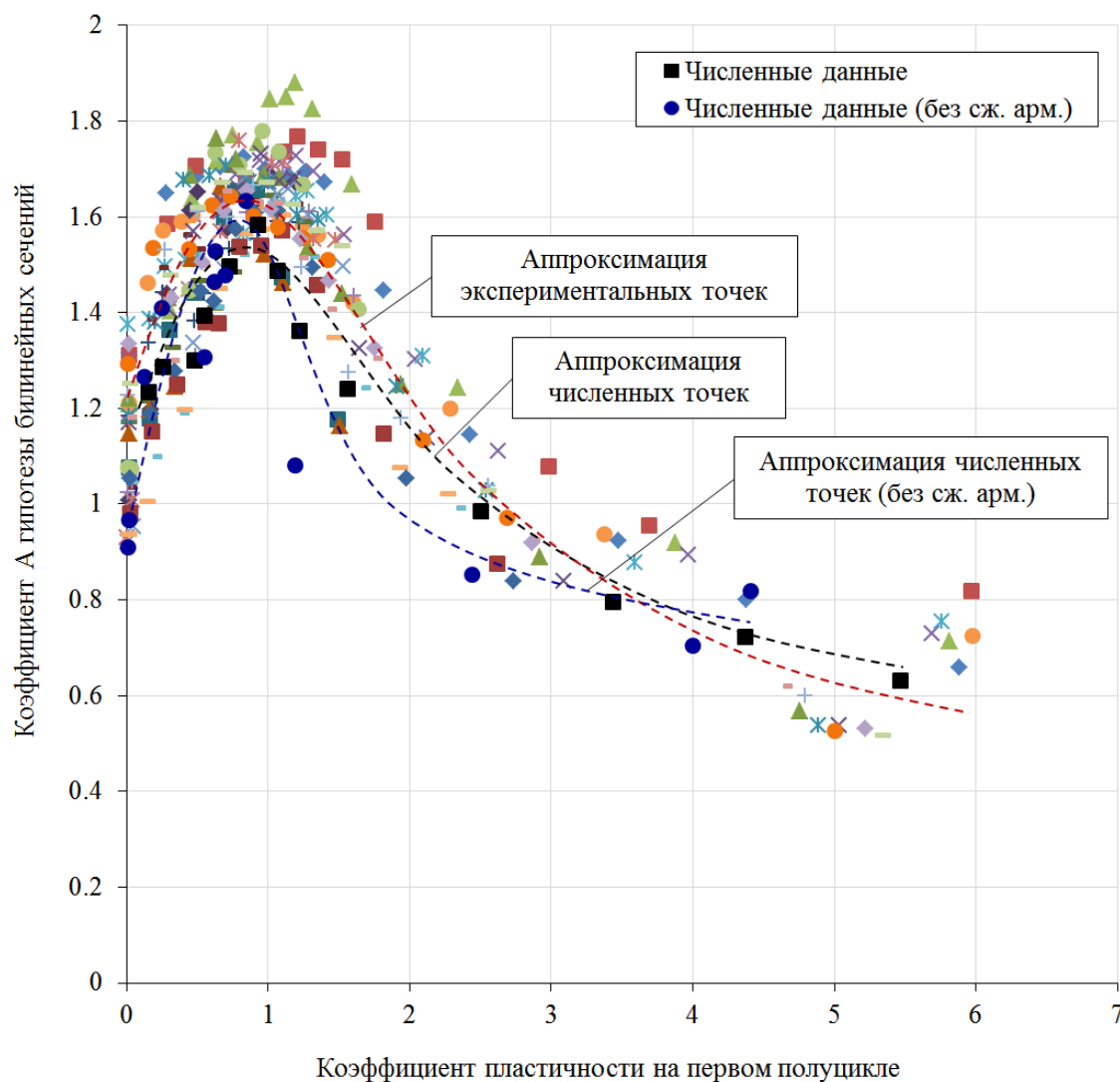


Рисунок 8 - Зависимость коэффициента A гипотезы билинейных сечений от коэффициента пластичности по деформациям арматуры: экспериментальная (красная линия), по результатам численных расчетов балки с симметричным армированием (черная линия) и балки без сжатой арматуры (синяя линия)

Как видно из графика, характер зависимости полученной по результатам численных расчетов балки с симметричным армированием сходен с экспериментальной кривой, а максимальное отклонение не превышает 13%.

Для балки без сжатой арматуры характер кривой аналогичен, но снижение коэффициента A по мере роста пластических деформаций в растянутой арматуре происходит интенсивнее, чем в балке с симметричным армированием, и уже после достижения коэффициента пластичности равного 2, характер излома на эпюре деформаций меняется.

Влияние коэффициента A гипотезы билинейных сечений на предельные значения коэффициента пластичности

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние нормального сечения железобетонного изгибаемого элемента, под действием монотонно возрастающей нагрузки в момент достижения предельного прогиба, соответствующего началу разрушения бетона сжатой зоны. Для простоты вычислений работу растянутого бетона не учитываем.

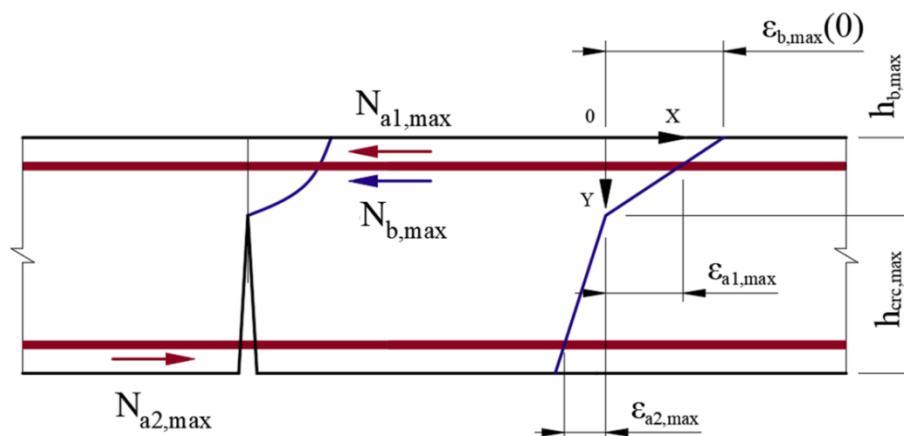


Рисунок 9 - Распределение деформаций по высоте сечения в момент достижения максимального прогиба

Предполагаем, что деформации подчиняются гипотезе билинейных сечений (рисунок 9). В этом случае деформация бетона сжатой зоны (2):

$$\varepsilon_{b,max}(y) = A(\chi_{max}) \cdot (h_{b,max} - y) \cdot \chi_{max}, \quad (2)$$

где $h_{b,max}$ - высота сжатой зоны в момент начала разрушения бетона в крайнем волокне.

Знак в формуле (2) изменен на противоположный по сравнению с формулой (1), чтобы деформации бетона были положительными. Максимальная деформация бетона в крайнем волокне равна предельному значению $\varepsilon_{b,ult}$ (3):

$$\varepsilon_{b,max}(0) = A(\chi_{max}) \cdot h_{b,max} \cdot \chi_{max} = \varepsilon_{b,ult} \quad (3)$$

Кривизна сечения в момент разрушения бетона сжатой зоны (4):

$$\chi_{max} = \frac{\varepsilon_{b,ult}}{A(\chi_{max}) \cdot h_{b,max}} \quad (4)$$

Тогда деформация растянутой арматуры (5):

$$\varepsilon_{a2,max} = \frac{\varepsilon_{b,ult}}{A(\chi_{max}) \cdot h_{b,max}} \cdot (h_{b,max} - h_0) \quad (5)$$

Деформация сжатой арматуры (6):

$$\varepsilon_{a1,max} = A(\chi_{max}) \cdot (h_{b,max} - a) \cdot \chi_{max} = \frac{\varepsilon_{b,ult}}{h_{b,max}} \cdot (h_{b,max} - a) \quad (6)$$

где h_0 – рабочая высота сечения, a – расстояние от сжатой грани до центра тяжести сжатой арматуры.

Высоту сжатой зоны $h_{b,max}$ можно найти из уравнения равновесия всех сил на продольную ось балки (7):

$$N_b + N_{a1,max} + N_{a2,max} = 0 \quad (7)$$

Предположим, что зависимость между напряжениями и деформациями арматуры можно описать диаграммой Прандтля, а зависимость между деформациями и напряжениями бетона квадратной параболой (8):

$$\sigma_b(y) = E_b \cdot \left(\varepsilon_b(y) - 0.5 \cdot \frac{\varepsilon_b(y)^2}{\varepsilon_R} \right) \quad (8)$$

Тогда усилие в бетоне сжатой зоны (9)

$$N_b = b \cdot \int_0^{h_{b,max}} \sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \varepsilon_{b,ult} \cdot h_{b,max} \cdot \left[\frac{1}{2} - \frac{\varepsilon_{b,ult}}{6 \cdot \varepsilon_R} \right] \quad (9)$$

где ε_R – деформация сжатого бетона, соответствующая временному сопротивлению.

Усилие в растянутой арматуре (10):

$$N_{a2,max} = -R_{sn} \cdot A_{s2} \quad (10)$$

Усилие в сжатой арматуре (11):

$$N_{a1,max} = E_s \cdot A_{s1} \cdot \varepsilon_{a1,max} = E_s \cdot A_{s1} \cdot \frac{\varepsilon_{b,ult}}{h_{b,max}} \cdot (h_{b,max} - a) \quad (11)$$

Кивизна в момент начала текучести растянутой арматуры (12):

$$\chi_{\text{тек}} = \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h_0 - h_{b,\text{тек}})} \quad (12)$$

Высота сжатой зоны в момент начала текучести $h_{b,\text{тек}}$ также определяется из уравнения равновесия всех сил на продольную ось.

Как видно из формул (7-11), величина усилий в бетоне, сжатой и растянутой арматуре, а следовательно и высота сжатой зоны бетона не зависят от коэффициента A . Однако от него в значительной степени зависят деформации и соответствующие значения кривизны, что может быть важно, когда в предельное состояние определяется на основе деформационных критериев.

На рисунке 10 представлена зависимость предельного коэффициента пластичности по кривизне, $k_\chi = \frac{\chi_{\text{max}}}{\chi_{\text{тек}}}$, соответствующего началу разрушения бетона сжатой зоны, от коэффициента армирования для балки с симметричным армированием. Параметры балки, для которых проводились расчеты, соответствуют параметрам экспериментальных образцов. Величина предельной деформации бетона принята равной $\varepsilon_{b,\text{ult}} = 1.4 \cdot \varepsilon_R$.

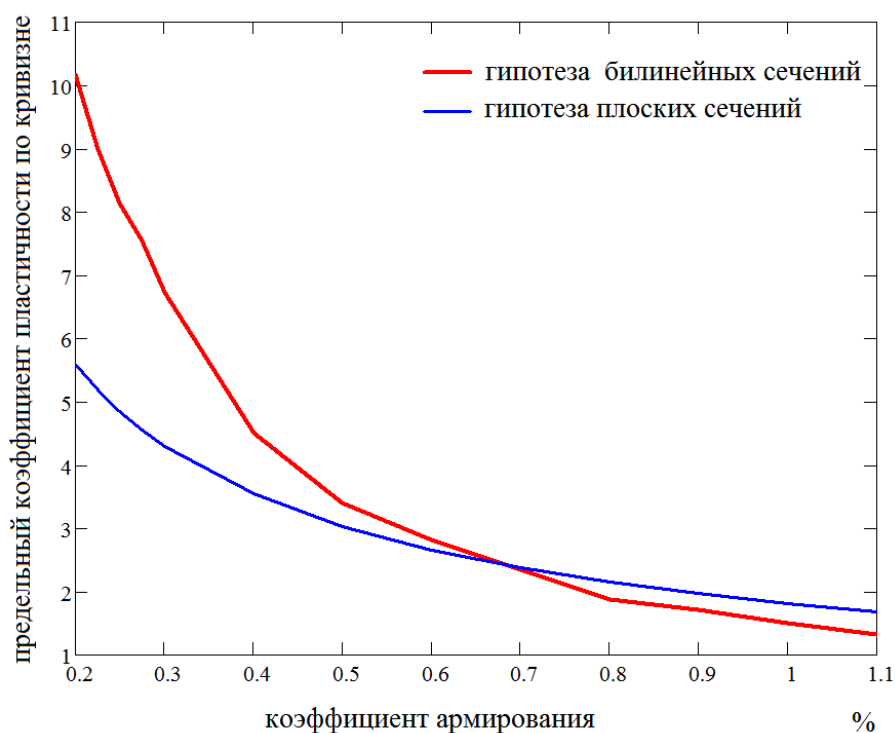


Рисунок 10 - Зависимость предельного коэффициента пластичности по кривизне, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны от коэффициента армирования для балок с симметричным армированием

В первом случае предельный коэффициент пластичности по кривизне определялся с использованием общеизвестной гипотезы плоских сечений (синяя линия). Во втором случае (красная линия) расчет проводился на основе гипотезы билинейных сечений с использованием экспериментальных значений коэффициента A .

Как видно из графика, при коэффициенте армирования меньше 0.7 % гипотеза плоских сечений дает заниженное значение предельного коэффициента пластичности. С уменьшением коэффициента армирования разница может достигать 80 %. При больших значениях коэффициента армирования гипотеза плоских сечений дает завышенные значения предельного коэффициента пластичности.

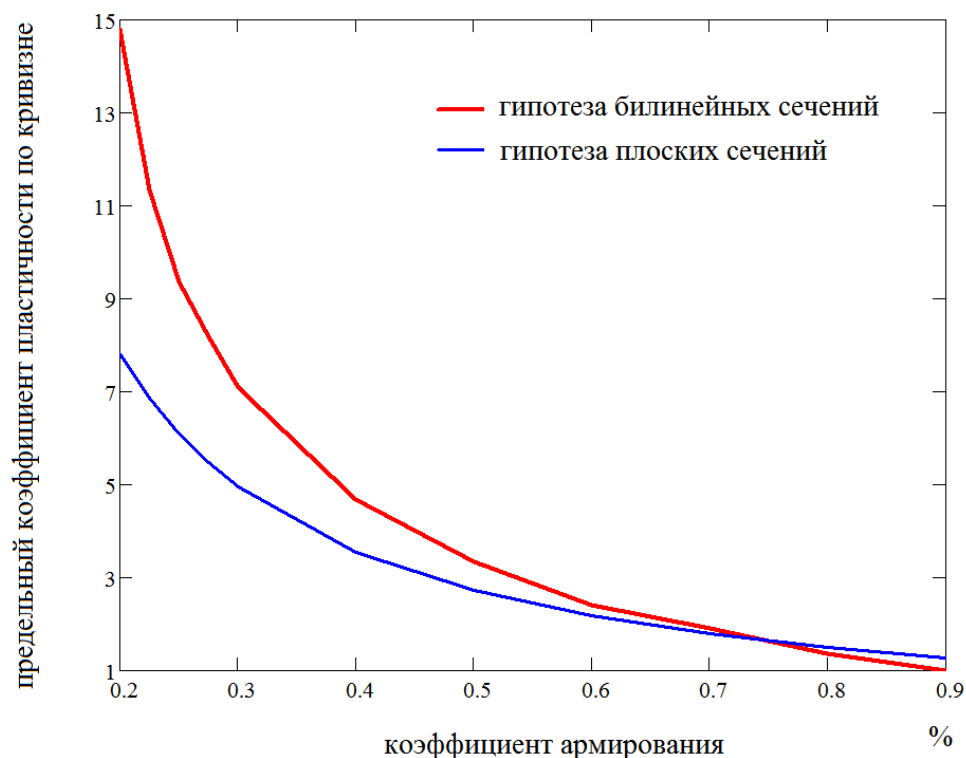


Рисунок 11 - Зависимость предельного коэффициента пластичности по кривизне, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны, от коэффициента армирования для балок с одиночным армированием

На рисунке 11 представлена аналогичная зависимость предельного коэффициента пластичности по кривизне соответствующего началу разрушения бетона сжатой зоны, от коэффициента армирования для балки без сжатой арматуры. В первом случае, как и для балки с симметричным армированием, использовалась гипотеза плоских сечений (синяя линия), а во втором (красная линия) – гипотеза билинейных сечений. Значения коэффициента A определялись по результатам расчета балки в ПК Abaqus. Как видно из графика, характер зависимостей для балок с одиночным армированием и для балок с симметричным армированием аналогичен. В обоих случаях и гипотеза плоских сечений также дает заниженное значение предельных коэффициентов пластичности при коэффициенте армирования менее 0.7 - 0.75 %, и завышенное при больших значениях. Для заниженных значений разница возрастает с уменьшением коэффициента армирования.

Выводы

По результатам экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Анализ эпюр деформаций при монотонном нагружении балок в пластической стадии показал, что в процессе нагружения гипотеза плоских сечений соблюдается не во всех случаях. Эпюры деформаций с достаточной точностью можно аппроксимировать билинейной зависимостью. Коэффициент A гипотезы билинейных сечений больше единицы в упругой стадии работы арматуры и уменьшается в процессе нагружения по мере развития пластических деформаций в арматуре.

2. Эпюра остаточных деформаций в сечениях после разгрузки также соответствует гипотезе билинейных сечений.

3. Результаты расчета коэффициента гипотезы билинейных сечений при монотонном нагружении в ПК Abaqus для железобетонных балок с учетом упругопластических диаграмм бетона и арматуры близки к экспериментальным значениям. Максимальное отклонение не превышает 13%.

4. Гипотеза плоских сечений дает заниженные значения предельных коэффициентов пластичности по кривизне, соответствующих началу разрушения бетона сжатой зоны, при коэффициентах армирования менее 0.7%-0.75% как для балок с симметричным армированием, так и для балок с одиночной арматурой. Разница в значениях возрастает с уменьшением количества продольной арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Bermejo M., Goicolea J.M., Gabaldon F., Santos A. Impact and explosive loads on concrete buildings using shell and beam type elements, COPDYN 2011, 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamic and Earthquake Engineering // Corfu, Greece, 2011. Pp. 1-14.
2. Невская Е. Основные методы оценки параметров взрывных волн при аварийных взрывах. Принципы проектирования взрывоустойчивых зданий и сооружений // Безопасность труда в промышленности. 2017. № 9. С. 20-29.
3. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С., Забегаев А.В. Расчет конструкций на динамические специальные нагрузки. М: Высшая школа, 1992. 319 с.
4. Бирбрайер А.Н., Роледер А.Ю. Экстремальные воздействия на сооружения // Санкт-Петербург: Издательство Политехнического университета. 2009. 587 с.
5. Расторгуев Б.С., Плотников А.И., Хуснутдинов Д.З. Проектирование зданий и сооружений при аварийных взрывных воздействиях. Москва: АСВ, 2007. 152 с.
6. Anderson S., Karlsson H. Structural response of reinforced concrete beams subjected to explosions // Gothenburg, Sweden: Chalmers University of technology. 2012. 236 p.
7. Ванус Д.С. К оценке безопасности железобетонных плит, опертых по контуру при действии особой динамической нагрузки в виде мгновенного импульса // Технология текстильной промышленности. 2018. № 2. С. 233-238.
8. Расторгуев Б.С., Ванус Д.С. Оценка безопасности железобетонных конструкций при чрезвычайных ситуациях техногенного характера // Строительство и реконструкция. 2014. № 6. С. 83-89.
9. Шульгин В.Н., Ларионов В.И. Динамический расчет изгибаемых конструкций защитных сооружений в пластической стадии // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2007. № 4. С. 31-34.
10. СП 88.13330.2014 «Защитные сооружения гражданской обороны. Актуализированная редакция СНиП II-11-77*», ФГБУ ВНИИ ГОЧС (ФЦ) и ОАО «ЦНИИПромзданий», Москва, 2014.
11. Радайкин О.В. Теоретические основы диаграммного метода расчета стержневых элементов из армированного бетона // Строительство и реконструкция. 2020. № 6. С. 26-42.
12. Жарницкий В.И., Беликов А.А., Курнавина С.О. Экспериментальные исследования сопротивления железобетонных балок перерезывающей силе // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 3. С. 18-20.
13. Крылов А.С. Прочность железобетонных балок с жесткой арматурой из высокопрочных бетонов: автореферат дис. кандидата технических наук: 05.23.01 / Крылов Алексей Сергеевич; [АО НИЦ «Строительство»]. Москва, 2019. 23 с.
14. Garnitsky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. The evaluation of the seismic resistance of buildings and their constructions based on the dynamic calculation with regard to the elastic-plastic deformations of materials" in *Earthquake-resistant construction. Safety of structures* (Russian Association for Earthquake-Resistant Construction and Protection from Natural and Man-made Impacts (RUSS), Moscow: 1999). Vol. 4. Pp. 7-8.
15. Жарницкий В.И., Забегаев А.В. Развитие теории сейсмостойкости железобетонных конструкций // Бетон на рубеже третьего тысячелетия: сб. докладов 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона. Т.2. М: 2001. С. 665-658.
16. 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
17. 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
18. Kabanzev O., Mitrovic B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete systems in the mode of progressive collapse / MATEC Web of Conferences 251, 02047 (2018) IPICSE-2018-<https://doi.org/10.1051/mateconf/201825102047>
19. Кабанцев О.В., Усеинов Э.С., Шарипов Ш. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций // Вестник ТГАСУ. 2016. № 2. С. 117-129.

REFERENCES

1. Bermejo M., Goicolea J.M., Gabaldon F. A. Santos «Impact and explosive loads on concrete buildings using shell and beam type elements», COPDYN 2011, 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamic and Earthquake Engineering // Corfu, Greece, 2011. Pp. 1-14.
2. Nevskaya E. Osnovniye otsenki parametrov vzrивnich voln pri avariynikh vzrивakh // Bezopasnost truda v promyshlennosti. 2017. No. 9. Pp. 20-29.
3. Popov N.N., Ratoguyev B.S., Zabegayev A.V. «Raschet konstruktsiy na dinamicheskiye nagruzki». Moscow: Visshaya shkola, 1992. 319 p. (rus)
4. Birbrayer A.N., Roleder A.Iu. Tkstremal'niyy vozdeystviya na sooruzheniya. Saint Petersburg: Izdatel'stvo Politekhnikeskogo universiteta, 2009. 587 p. (rus)
5. Ratoguyev B.S., Plotnikov A.I., Husnutdinov D.Z. Proektirovaniye zdaniy I sooruzheniy pri avariynikh vzrивnich vozdeystviyakh. Moscow: ASV, 2007. 152 p. (rus)
6. Anderson S., Karlsson H. Structural response of reinforced concrete beams subjected to explosions. Gothenburg, Sweden: Chalmers University of technology, 2012. 236 p. (eng)
7. Vanus D.S. K otsenke bezopasnosti zhelezobetonnykh plit, opertykh po konturu pri deystvii osoboy dinamicheskoy nagruzki v vide mgnovennogo impul'sa // Textile industry technology. 2018. No. 2. Pp. 233-238.
8. Ratoguyev B.S., Vanus D.S. Otsenka bezopasnosti zhelezobetonnykh konstuktsiy pri chrezvychaynykh situatsiyakh tekhnogennogo kharaktera // Building and Reconstruction. 2014. No. 6. Pp. 83-89.
9. Shul'gin V.N., Larionov V.I. Dinamicheskii raschet izgibaemikh konstruktsiy zashchitnykh sooruzheniy v plasticheskoy stadii // Construction mechanics of engineering structures and structures. 2007. No. 4. Pp. 31-34.
10. SP 88.13330.2014 «Zashchitnye sooruzheniya grazhdanskoy oborony. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIP II-11-77*». FGBU VNII GOCHS (FC), Moscow, 2014
11. Radaykin O.V. Teoreticheskiye osnovy diagrammnogo metoda rascheta sterzhnevnykh elementov iz armirovannogo betona // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2020. No. 6. Pp. 26-42.
12. Garnitsky V.I., Belikov A.A., Kurnavina S.O. Eksperimentalniye issledovaniya soprotivleniya gelezobetonnykh balok pererezivayushey sile // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2011. No. 3. Pp. 18-20.
13. Krylov A.S. Prochnost' zhelezobetonnykh balok s zhestkoy armaturoy iz vysokoprochnykh beronov: abstract of the dissertation of the Candidate of technical sciences: 05.23.01 / [AO NITS «Construction»]. Moscow, 2019. 23 p.
14. Garnitsky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. The evaluation of the seismic resistance of buildings and their constructions based on the dynamic calculation with regard to the elastic-plastic deformations of materials" in *Earthquake-resistant construction. Safety of structures* (Russian Association for Earthquake-Resistant Construction and Protection from Natural and Man-made Impacts (RUSS), Moscow: 1999). Vol. 4. Pp. 7-8.
15. Garnitsky V.I., Zabegayev A.V. Razvitie teorii seismostoykosti gelezobetonnykh konstuktsiy // Proceedings of the I All Russian Conference on concrete and reinforced concrete. Moscow, 2001. Vol. 2. Pp. 655-658.
16. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Vliyaniye plasticheskikh deformatsiy na vysotu nesomknutoy ostatochnoy treshchiny v szhatoy zone betona // Building and Reconstruction. 2020. No. 5(91). Pp. 13-21. doi:10.33979/2073-7416-2020-91-5-13-21
17. 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
18. Kabanzev O., Mitrovic B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete systems in the mode of progressive collapse / MATEC Web of Conferences 251, 02047 (2018) IPICSE-2018-<https://doi.org/10.1051/mateconf/201825102047>
19. Kabantsev O.V., Useinov E.S., Sharipov S. O metodike opredeleniya koefficienta dopuskayemikh povregdeniy seismostoykikh konstruktsiy [Determination of allowable damage factor of antiseismic structures] // Vestnik TGASU, 2016. No. 2. Pp. 117-126.

Информация об авторах:

Куравина 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

Цацулин Илья Владимирович

ООО «Институт «Мосинжпроект», г. Москва, Россия, руководитель группы.

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, docent, associate professor of the department of reinforced concrete and stone structures.

E-mail: sofyK@yandex.ru

Tsatsulin Ilya Vladimirovich

Mosinzhproekt Institute LLC, Moscow, Russia, team leader.

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