УДК 624.012.45 DOI: 10.33979/2073-7416-2025-119-3-73-85

Вл.И. КОЛЧУНОВ[1,2], Т.А. ИЛЬЮЩЕНКО[1,3], С.С. ФЕДОРОВ [1]
[1]Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия
[2] Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия
[3] Курский государственный университет, г. Курск, Россия

ДЕФОРМИРОВАНИЕ БЕТОНА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РАМЫ В ЗАПРЕДЕЛЬНОМ СОСТОЯНИИ

Аннотация. *Предложена модель статико-динамического деформирования сжатого бетона в запредельном состоянии, применительно к расчетной схеме железобетонной рамы второго уровня при особом воздействии. Построены основные рабочие гипотезы для определения статико-динамического деформирования бетона и получены аналитические зависимости для определения предельных деформаций в бетоне сжатой зоны при переходе системы n-раз статически неопределимой в систему (n - 1). Бетон сжатой зоны моделируется представительным объемом в виде бетонной призмы характерных размеров. Для железобетонной рамы построена расчетная модель первого уровня с пространственными сечениями, моделирующими сложно напряженное состояние в пространственной трещине сложнонапряженного ригеля. В элементах рамы с рассматриваемыми пространственными сечениями учитываются расстояния между трещинами и запредельные деформации бетона, предшествующие разрушению.*

Ключевые слова: железобетонные конструкции, расчетные модели, сжатый бетон, представительный объем, статико-динамическое деформирование, особое воздействие, разрушение.

Vl.I. KOLCHUNOV[1,2], T.A. ILIUSHCHENKO[1,3], S.S. FEDOROV[1]
[1]Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia
[2] Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia
[3]Kursk State University, Kursk, Russia

DEFORMATION OF CONCRETE OF A REINFORCED CONCRETE FRAME IN THE ULTIMATE STATE

Abstract. *A model of static-dynamic deformation of compressed concrete in the ultimate state is proposed, as applied to the calculation scheme of a second-level reinforced concrete frame under a special impact. The main working hypotheses for determining the static-dynamic deformation of concrete are constructed and analytical dependencies are obtained for determining the ultimate deformations in concrete of the compressed zone during the transition of the n-times statically indeterminate system to the (n- 1) system. Concrete of the compressed zone is modeled by a representative volume in the form of a concrete prism of characteristic dimensions. For a reinforced concrete frame, a first-level calculation model with spatial sections simulating a complex stress state in a spatial crack of a complex-stressed beam is constructed. In the frame elements with the considered spatial sections, the distances between cracks and the ultimate deformations of concrete preceding destruction are taken into account.*

Key words: reinforced concrete structures, calculation models, compressed concrete, representative volume, static-dynamic deformation, special impact, destruction.

© Колчунов Вл.И., Ильющенко Т.А., Федоров С.С., 2025

Введение

В последние годы при совершенствовании теории железобетона [1-4] все больше внимания уделяется решению задач, связанных с проблемой прогрессирующего обрушения и живучести сооружений [5-7]. Решение таких задач связано с исследованиями деформирования железобетона в запредельных состояниях, вызванных особыми воздействиями [8-11]. Такие воздействия моделируются для оценки живучести зданий и сооружений при внезапном удалении одной из несущих конструкций из нагруженной конструктивной системы [12-15]. В результате рассматриваются уровневые расчетные модели статико-динамического деформирования железобетонных конструктивных систем в предельных и запредельных состояниях. При этом в соответствии с рассматриваемыми российскими нормами [16] рекомендуется определять деформированное состояние бетона и арматуры в запредельном состоянии с учетом динамической прочности и изменений пластических свойств материалов [17].

В данном исследовании на основе имеющихся экспериментальных данных разработана методика оценки предельных деформаций динамических догружений железобетонных элементов рамно-стержневой конструктивной системы при особом воздействии. вызванном внезапным выключением из работы несущего элемента и деформировании оставшихся элементов в запредельных состояниях. Оценка предельных деформаций бетона при его хрупко-пластическом разрушении в сжатой зоне сечений элементов конструкции рамы является ключевым элементом при проверке образования хрупко-пластических шарниров при расчете параметра живучести рамной конструкции. Учитывая различные виды напряженного состояния бетона сжатой зоны элементов рамных систем в данной работе определены деформации бетона, выполненного с использованием модели второго уровня (по терминологии [17,18]) вырезанием в сжатой зоне расчетного сечения представительных объемов – бетонных призм, прилегающих к трещине, в момент исчерпания несущей способности железобетонной конструкции от разрушения сжатого бетона.

Метод

Рассмотрим моделирование сложного напряженного состояния в элементах фрагмента железобетонного каркаса здания в виде двухпролетной трехэтажной железобетонной рамы (рисунок 1). Моделирование выполнено в ПК ЛИРА САПР в нелинейной постановке на этапах нагружения 0,5P, 0,6P, 0,7P и 0,8P от разрушающей нагрузки. Расчетная модель рамы сформирована в двух уровнях. Модель первого уровня включает всю конструкцию рамы (рисунок 1). Модель второго уровня представляет собой подконструкцию сложно напряженного ригеля рамы в зоне пространственной трещины. Рассматриваются характерные представительные объемы железобетона в виде призм, включающих арматурный стержень рабочей продольной или поперечной рабочей арматуры (хомута или отгиба) [19, 20] и приведены характерные размеры для вырезаемых представительных объемов (рисунок 2).

При этом в пространственных сечениях, сделанных по пространственной трещине для вырезания предлагаемых моделей второго уровня в виде представительных объемов (см. рисунок 2), влияние внутренних напряжений учитывается интегрально, через специально построенную расчетную модель пространственного сечения первого уровня. Другими словами, это влияние проявляется в представительном объеме - модели второго уровня, через такие параметры, как расстояние между пространственными трещинами (l_{crc}), параметры нормальных деформаций и деформаций сдвига, попадающих в представительный объем в стадии близкой к разрушению: $\varepsilon_{x,n-1},\varepsilon_{y,n-1},\varepsilon_{z,n-1},\gamma_{xy,n-1},\gamma_{yz,n-1},\gamma_{zx,n-1},$ и в эксплуатационной стадии: $\varepsilon_{x,n},\varepsilon_{y,n},\varepsilon_{z,n},\gamma_{xy,n},\gamma_{yz,n},\gamma_{zx,n}$.

При расчете параметров деформирования конструкции рамы и определении динамических догружений бетона и арматуры в сложно напряженном пространственном сечении будем исходить из следующих гипотез:

– при мгновенном переходе заданной n-й стержневой конструктивной системы (ее расчетной модели) из двухкомпонентного материала (железобетона) к системе (n-1) полная энергия системы не изменяется. Это утверждение остается справедливым и для удельных энергий, вырезаемых из конструкции представительных и элементарных объемов (см. рисунок 2);

– теоретическая диаграмма состояния сжатого бетона принимается нелинейной;

– мгновенный переход из системы n к системе (n-1) сопровождается динамическим эффектом, проявляемом согласно принципу Сен-Венана лишь в местной зоне, прилегающей к расчетному пространственному сечению k в представительном объеме сжатого бетона над опасной пространственной трещиной При этом несущая способность сечения считается исчерпанной, если интенсивности деформаций ε_i, прилегающих к сечению k, достигают критерия предельных значений $\varepsilon_{b,u}$ особого предельного состояния [16];

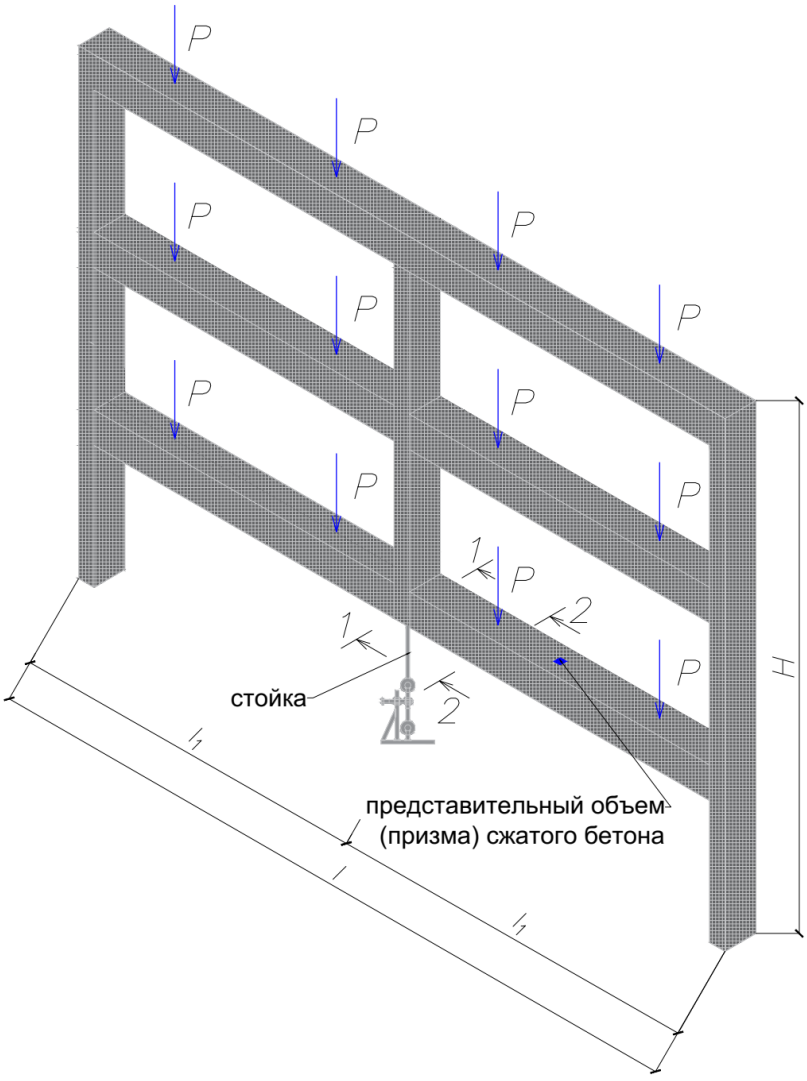


Рисунок 1 - Модель опытной железобетонной рамы [21]

– в расчетную схему второго уровня вводятся модели статико-динамического деформирования в виде представительных объемов – бетонных призм, вырезанных из железобетонной конструкции в окрестностях прилегающих к пространственной трещине (в соответствующей местной зоне I, II или III (см. рисунок 2)), в том числе включающих арматурный стержень;

– в сечениях с призмами, моделирующих представительный объем, влияние внутренних деформаций (напряжений) учитывается не непосредственно, а интегрально, через расчетную модель первого уровня, моделирующую пространственное сечение в подконструкции с возникающими в нем внутренними усилиями.

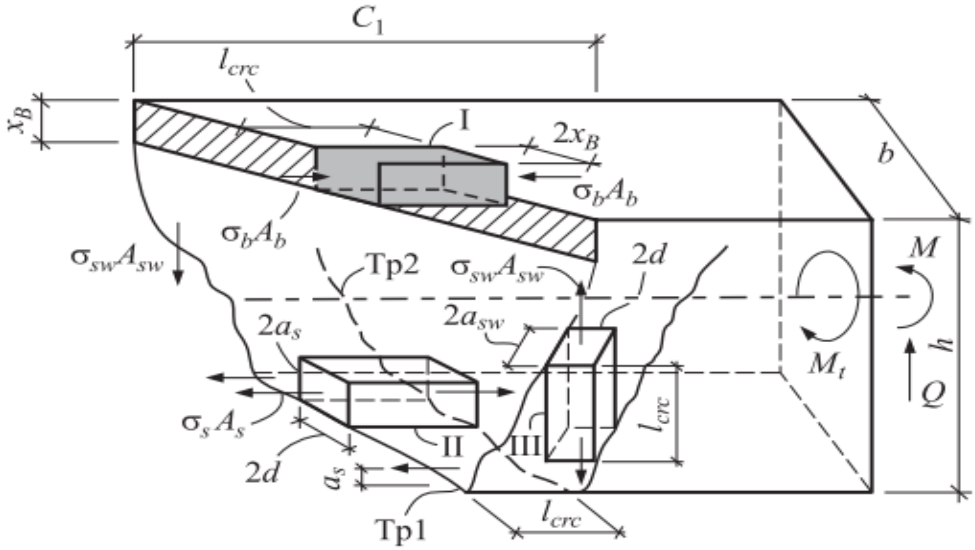


Рисунок 2 - Модель расчетного сечения в подконструкции ригеля рамы с характерными представительными объемами в сжатой зоне, прилегающими к опасной пространственной трещине: I - модель второго уровня в виде представительного объема в сжатой зоне бетона; II - модель второго уровня в виде представительного объема бетона, включающая арматурный стержень продольной рабочей арматуры; III - то же с арматурным стержнем поперечной рабочей арматуры

Деформации в бетоне сжатой зоны $\varepsilon_{b,n-1,d}$ и соответствующие им напряжения в (*n*-1)-раз внутренне статически неопределимой системы в течение первого полупериода ее колебаний в результате мгновенного разрушения сжатого бетона безусловно будут превышать аналогичный параметр в этой системе если бы переход системы *n* в систему (*n*-1) осуществлялся не в результате мгновенного разрушения сжатого бетона в его представительном объеме в сечении *k*, а путем его медленного принудительного разгружения от некоторого значения предельного напряжения до нуля, воспринимаемого бетоном. При неизменной внешней нагрузке на систему ($\eta = \eta_k = const$) и медленном принудительном переводе системы *n* в систему (*n*-1) интенсивность деформаций $\varepsilon_{b,i,n-1,c}$ (интенсивность напряжения $\sigma_{b,i,n-1,c}$) и соответствующие им относительные деформации в бетоне сжатой зоны в сечении *k* железобетонной конструкции равнялись бы соответствующим значениям деформаций (напряжений) в исходной нелинейно-упругой системе с заранее удаленной конструкцией в системе здания при медленном статическом возрастании параметра η от нуля до η_k.

При мгновенном переходе заданной стержневой конструктивной системы *n* из двухкомпонентного материала к системе (n-1) вызванной ее внезапной структурной перестройкой от удаления стойки рамы (как в экспериментальном исследовании [21]) происходит динамическое догружение оставшихся элементов конструкции рамы. Соответственно догружается и рассматриваемое пространственное сечение *k*.

Принимая во внимание, что согласно СП 385.1325800.2018 $\varepsilon_{b,R} = 0.0020, \varepsilon_{b,u} = 0.0035$, получим:

$$\sigma_{b,i} = \varepsilon_{b,i}\frac{R_{b,i}(k-1)}{0.0015} - R_{b,i}(k \cdot 1.333 - 2.333). \quad (1)$$

Если зависимость «$\sigma - \varepsilon$» для бетона принять в виде параболы, то работа внутренних напряжений в представительном объеме бетона $F_{n-1,d}$ в случае, если переход системы n в систему (n-1) осуществлялся в результате мгновенного разрушения представительного объема бетона на площадках в сечении k (интенсивность напряжений σ_i и деформаций ε_i), определяется площадью фигуры, ограниченной параболой и прямой, и осью абсцисс в пределах от нуля до $\varepsilon_{b,i,n-1,d}$ (рисунок 3):

$$F_{n-1,d} = \int_0^{\varepsilon_{b,i,n-1,d}} \sigma_i(\varepsilon_i)d\varepsilon = \int_0^{\varepsilon_{b,R}} \left(\frac{R_{b,i} - E_b\varepsilon_{b,i,R}}{{\varepsilon_{b,i,R}}^2}{\varepsilon_{b,i}}^2 + E_b\varepsilon_{b,i}\right)d\varepsilon + \int_{\varepsilon_{b,R}}^{\varepsilon_{b,i,n-1,d}} \left(\varepsilon_{b,i}\frac{R_{b,i}(k-1)}{0.0015} - R_{b,i}(k \cdot 1.333 - 2.333)\right)d\varepsilon \quad (2)$$

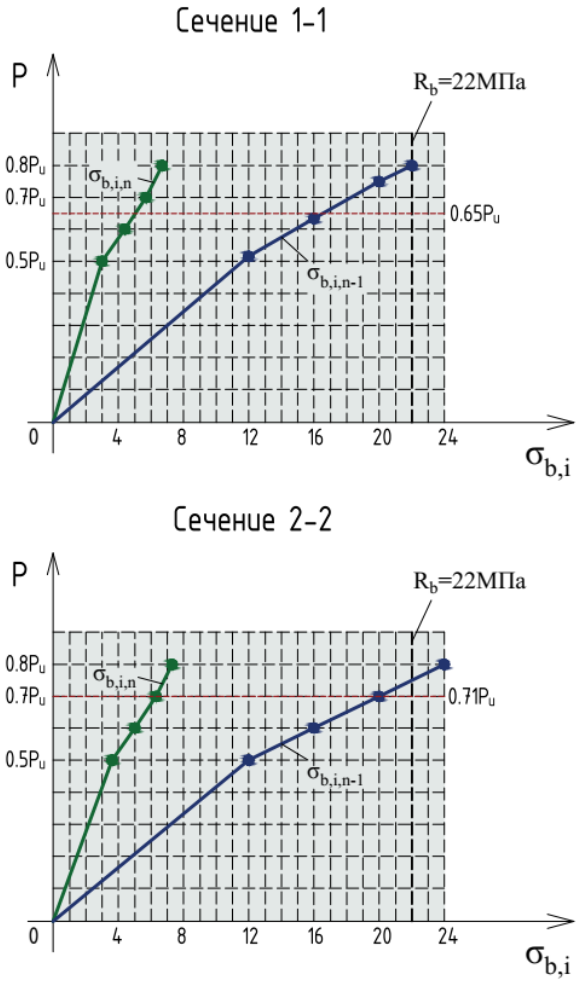


Рисунок 3 - Графики зависимостей интенсивности напряжений – нагрузка «P-σ»

Принимая во внимание гипотезу о сохранении полной удельной энергии для представительного объема бетона, можно записать (см. рисунок 3):

$$F_{n-1,d} - F_{n,c} = \sigma_{b,i,n-1,c}(\varepsilon_{b,i,n-1,d} - \varepsilon_{b,i,n,c}).$$

Здесь $\varepsilon_{b,i,n,c}$ - i-е деформации в представительном объеме сжатого бетона на площадках в сечении k (интенсивность деформаций ε_i) в системе n (до удаления одной конструкции в рамной системе). Они определяются в рассматриваемой расчетной схеме численным методом КЭ с использованием ПК ЛИРА-САПР при использовании расчетной схемы «Монтаж» при заданной нагрузке в эксплуатационной стадии (0,5-0,8 от P_u).

Далее на основании четвертой предпосылки необходимо определить ту стадию, при которой i-я деформация в представительном объеме на площадках (интенсивность деформаций ε_i), прилегающих к сечению k, достигнет своих предельных значений $\varepsilon_{b,u}$ после динамического догружения рамной системы.

На рисунке 3, 4 построены графики «$\varepsilon_{b,i,n,c}$ - P»; «$\sigma_{b,i,n,c}$ - P» для сечений I-I и II-II (см. рисунок 1).

Из полученных графиков можно определить предельные значения деформаций $\varepsilon_{b,i,n-1,c}$ на соответствующей уровне нагружения по графику деформаций $\varepsilon_{b,i,n,c}$, см. например уровень нагружения 0,65 P_u. В таблицах 1,2 представлены числовые значения для характерных точек графиков, представленных на рисунках 3,4.

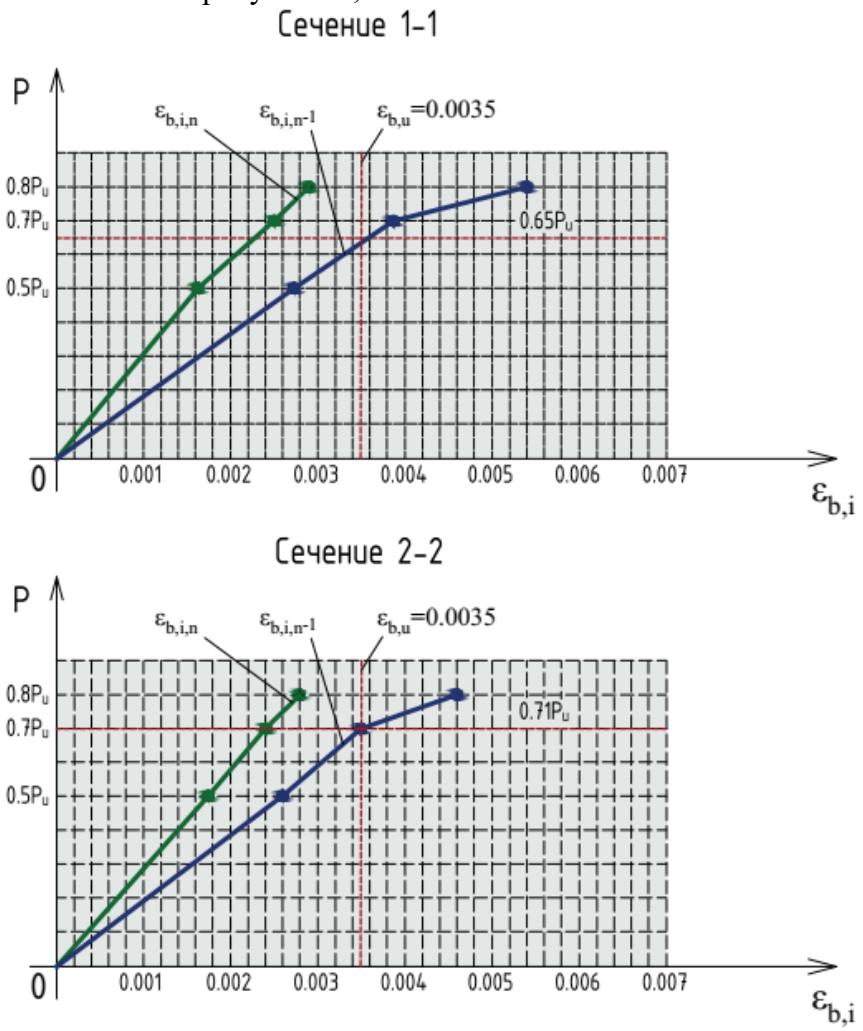


Рисунок 4 - График зависимостей интенсивностей деформаций – нагрузка «P-ε»

Определение i-е деформаций в представительном объеме бетона в сечении *k* на площадках (интенсивность деформаций ε_i) при уровне нагружения $0{,}8P_u$ выполнено по исходным данным из таблицы, используя зависимости:

$$\varepsilon_{b,i,n,c} = \frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{(\varepsilon_{x,n}-\varepsilon_{y,n})^2+(\varepsilon_{y,n}-\varepsilon_{z,n})^2(\varepsilon_{z,n}-\varepsilon_{x,n})^2-3/2(\gamma_{xy,n}^2+\gamma_{yz,n}^2+\gamma_{zx,n}^2)}$$
$$\varepsilon_{b,i,n-1,c} = \frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{(\varepsilon_{x,n-1}-\varepsilon_{y,n-1})^2+(\varepsilon_{y,n-1}-\varepsilon_{z,n-1})^2(\varepsilon_{z,n-1}-\varepsilon_{x,n-1})^2-} \quad (3)$$
$$\overline{-3/2(\gamma_{xy,n-1}^2+\gamma_{yz,n-1}^2+\gamma_{zx,n-1}^2)}$$

Этому уровню догружения соответствуют i-е напряжения в представительном объеме бетона в сечении *k*:

$$\sigma_{b,i,n,c} = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_{x,n}-\sigma_{y,n})^2+(\sigma_{y,n}-\sigma_{z,n})^2(\varepsilon_{z,n}-\varepsilon_{x,n})^2-6(\tau_{xy,n}^2+\tau_{yz,n}^2+\tau_{zx,n}^2)}$$
$$\sigma_{b,i,n-1,c} = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_{x,n-1}-\sigma_{y,n-1})^2+(\sigma_{y,n-1}-\sigma_{z,n-1})^2(\varepsilon_{z,n-1}-\varepsilon_{x,n-1})^2-} \quad (4)$$
$$\overline{-6(\tau_{xy,n-1}^2+\tau_{yz,n-1}^2+\tau_{zx,n-1}^2)}$$

Таблица 1 - Числовые значения деформаций и напряжений соответствующим уровням нагружения в сечении 1-1 в системе *n* и *n*-1

Уровень нагружения $0,8P_u$		**Уровень нагружения $0,7P_u$**	
Система n до выключения стойки	**Система (n-1) после выключения стойки**	**Система n до выключения стойки**	**Система (n-1) после выключения стойки**
1	**2**	**3**	**4**
Относительные деформации ε			
$\varepsilon_{x,n,c}=-0.00014$	$\varepsilon_{x,n-1,c}=-0.0039$	$\varepsilon_{x,n,c}=-0.00016$	$\varepsilon_{x,n-1,c}=-0.0019$
$\varepsilon_{y,n,c}=-0.0008$	$\varepsilon_{y,n-1,c}=-0.0053$	$\varepsilon_{y,n,c}=-0.0008$	$\varepsilon_{y,n-1,c}=-0.0032$
$\varepsilon_{z,n,c}=-0.0047$	$\varepsilon_{z,n-1,c}=-0.0031$	$\varepsilon_{z,n,c}=-0.0046$	$\varepsilon_{z,n-1,c}=-0.0029$
Угловые деформации γ			
$\gamma_{xy,n,c}=0.00005$	$\gamma_{xy,n-1,c}=0.00035$	$\gamma_{xy,n,c}=0.00004$	$\gamma_{xy,n-1,c}=0.00007$
$\gamma_{zx,n,c}=0.00003$	$\gamma_{zx,n-1,c}=0.00077$	$\gamma_{zx,n,c}=0.00003$	$\gamma_{zx,n-1,c}=0.0005$
$\gamma_{yz,n,c}=0.00003$	$\gamma_{yz,n-1,c}=0.00054$	$\gamma_{yz,n,c}=0.00003$	$\gamma_{yz,n-1,c}=0.0004$
Интенсивность деформаций $\varepsilon_{b.i}$			
$\varepsilon_{b,n,c}=0.0029$	$\varepsilon_{b,n-1,c}=0.0053$	$\varepsilon_{b,n,c}=0.0025$	$\varepsilon_{b,n-1,c}=0.0039$
Напряжения σ, кН/м^2			
$\sigma_{x,n,c}=-5821$	$\sigma_{x,n-1,c}=-5724$	$\sigma_{x,n,c}=-5205$	$\sigma_{x,n-1,c}=-5115$
$\sigma_{y,n,c}=-3161$	$\sigma_{y,n-1,c}=-32961$	$\sigma_{y,n,c}=-2781$	$\sigma_{y,n-1,c}=-27108$
$\sigma_{z,n,c}=-2819$	$\sigma_{z,n-1,c}=-11091$	$\sigma_{z,n,c}=-2535$	$\sigma_{z,n-1,c}=-9014$
Касательные напряжения τ, кН/м^2			
$\tau_{xy,n,c}=-134$	$\tau_{xy,n-1,c}=-4237$	$\tau_{xy,n,c}=-94$	$\tau_{xy,n-1,c}=-3217$
$\tau_{zx,n,c}=-2106$	$\tau_{zx,n-1,c}=-1109$	$\tau_{zx,n,c}=-1969$	$\tau_{zx,n-1,c}=-981$
$\tau_{yz,n,c}=-2832$	$\tau_{yz,n-1,c}=-7853$	$\tau_{yz,n,c}=-2615$	$\tau_{yz,n-1,c}=-7698$
Интенсивность напряжений $\sigma_{b,i}$, кН/м^2			
$\sigma_{b,i,n,c}=-3781$	$\sigma_{b,i,n-1,c}=24047$	$\sigma_{b,i,n,c}=-3179$	$\sigma_{b,i,n-1,c}=-20402$

Таблица 2 - Числовые значения деформаций и напряжений соответствующим уровням нагружения в сечении 2-2 в системе *n* и *n-1*

Уровень нагружения $0,8P_u$		**Уровень нагружения $0,7P_u$**	
Система n до выключения стойки	**Система (n-1) после выключения стойки**	**Система n до выключения стойки**	**Система (n-1) после выключения стойки**
1	**2**	**3**	**4**
Относительные деформации ε			
$\varepsilon_{z,n,c} = -0.0048$	$\varepsilon_{z,n-1,c} = -0.0035$	$\varepsilon_{z,n,c} = -0.0042$	$\varepsilon_{z,n-1,c} = -0.00306$
$\varepsilon_{x,n,c} = -0.00015$	$\varepsilon_{x,n-1,c} = -0.011$	$\varepsilon_{x,n,c} = -0.00013$	$\varepsilon_{x,n-1,c} = -0.00858$
$\varepsilon_{y,n,c} = -0.00088$	$\varepsilon_{y,n-1,c} = -0.0036$	$\varepsilon_{y,n,c} = -0.00077$	$\varepsilon_{y,n-1,c} = -0.00306$
Угловые деформации γ			
$\gamma_{xy,n,c} = 0.000057$	$\gamma_{xy,n-1,c} = 0.00063$	$\gamma_{xy,n,c} = 0.00005$	$\gamma_{xy,n-1,c} = 0.000055$
$\gamma_{zx,n,c} = 0.000032$	$\gamma_{zx,n-1,c} = 0.0028$	$\gamma_{zx,n,c} = 0.00003$	$\gamma_{zx,n-1,c} = 0.00245$
$\gamma_{yz,n,c} = 0.000031$	$\gamma_{yz,n-1,c} = 0.00061$	$\gamma_{yz,n,c} = 0.00003$	$\gamma_{yz,n-1,c} = 0.000534$
Общие деформации ε_b			
$\varepsilon_{b,n,c} = 0.0028$	$\varepsilon_{b,n-1,c} = 0.0046$	$\varepsilon_{b,n,c} = 0.0024$	$\varepsilon_{b,n-1,c} = 0.0035$
Напряжения σ, кН/м^2			
$\sigma_{x,n,c} = -4794$	$\sigma_{x,n-1,c} = -26393$	$\sigma_{x,n,c} = -4194$	$\sigma_{x,n-1,c} = -23093$
$\sigma_{y,n,c} = -1942$	$\sigma_{y,n-1,c} = -13047$	$\sigma_{y,n,c} = -1699$	$\sigma_{y,n-1,c} = -11416$
$\sigma_{z,n,c} = -1633$	$\sigma_{z,n-1,c} = -6248$	$\sigma_{z,n,c} = -1428$	$\sigma_{z,n-1,c} = -5467$
Касательные напряжения τ, кН/м^2			
$\tau_{xy,n,c} = -36$	$\tau_{xy,n-1,c} = -2803$	$\tau_{xy,n,c} = -31.5$	$\tau_{xy,n-1,c} = -2452$
$\tau_{yz,n,c} = -1858$	$\tau_{yz,n-1,c} = -8805$	$\tau_{yz,n,c} = -1625$	$\tau_{yz,n-1,c} = -7704$
$\tau_{zx,n,c} = -1116$	$\tau_{zx,n-1,c} = -8774$	$\tau_{zx,n,c} = -977$	$\tau_{zx,n-1,c} = -7677$
Интенсивность напряжений $\sigma_{b,i}$, кН/м^2			
$\sigma_{b,i,n,c} = -2233$	$\sigma_{b,i,n-1,c} = -13114$	$\sigma_{b,i,n,c} = -1954$	$\sigma_{b,i,n-1,c} = -11475$

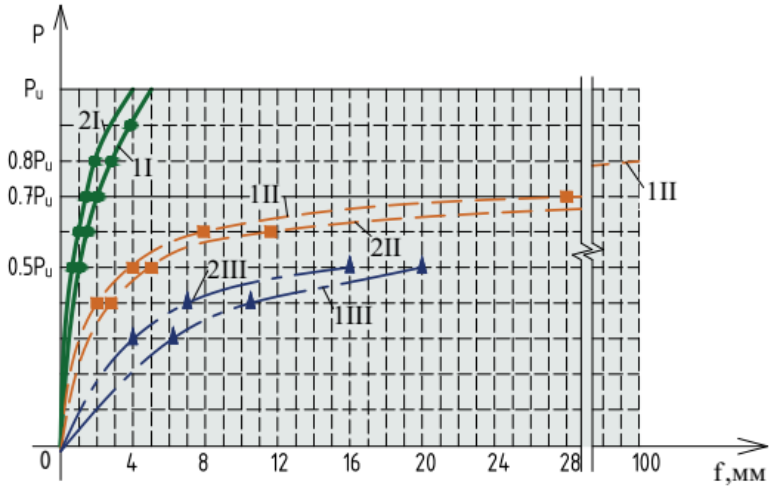
Аналогично определены i-е деформации и i-е напряжения в представительном объеме бетона в сечении *к* на площадках (интенсивность напряжений $\sigma_{b,i}$ и деформаций $\varepsilon_{b,i}$) при уровнях нагружения $0,5P_u$ - $0,8P_u$ (таблица и рис. 3,4).

Здесь необходимо отметить, что если в качестве критерия прочности вместо i-х деформаций на площадках (интенсивность деформаций $\varepsilon_{b,i}$) попытаться использовать i-е напряжения в сжатом бетоне, то такой критерий не будет отражать действительный характер предельного напряженно-деформированного состояния в сжатом бетоне. Так, из графика следует, что при уровне нагружения, составляющем *0,8P_u, i-е* напряжения на площадках (интенсивность напряжений $\sigma_{b,i}$) еще далеки (и составляют 90 % от R_b). В то же время при уровне нагрузки $0,65P_u$ и $0,71P_u$ для 1 и 2 сечений соответственно i-е деформации на площадках (интенсивность деформаций $\varepsilon_{b,i}$) уже достигают предельных значений. Для найденного уровня нагружения срабатывает критерий исчерпания несущей способности (предпосылка 4).

Кроме того, были рассмотрены результаты применения метода расчетной модели сопротивления для статически неопределимых конструктивных систем зданий и сооружений при расчете переходящих типов трещин, их раскрытия – закрытия, представленного в работе [22]. Были получены графики зависимости изгибающего момента от кривизны M– æ и величины модуля силового воздействия от прогибов продольной арматуры P–f_s (рисунок 5). Точки, нанесенные на графиках, обозначены цифрой, где цифра – это номер сечения. В таблице 3 представлены числовые значения для характерных точек

графиков рис. 5. Здесь варьируются как номер сечения, принимаемого в качестве базового, так и номер зависимости М– æ, используемой в сечениях 1 и 2.

а)



б)

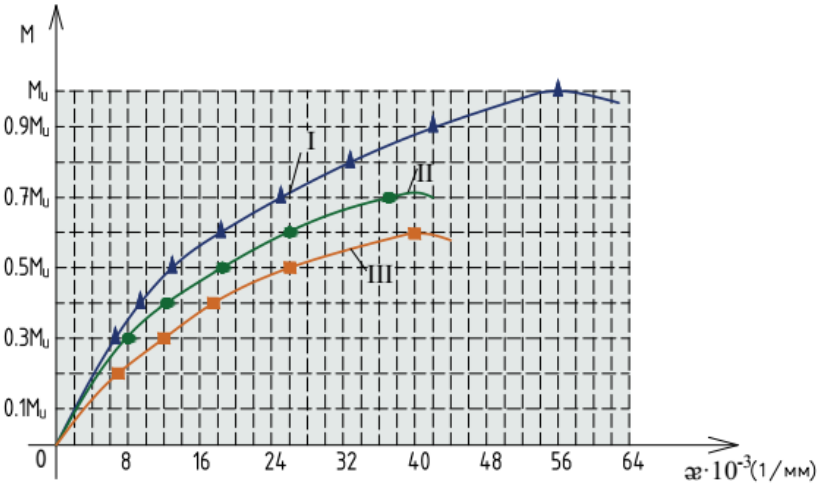


Рисунок 5 - Графики зависимостей М–æ (а) и P–fs (б): I, II, III – зависимости для зоны чистого и зоны поперечного изгиба при отсутствии и наличии наклонных трещин соответственно; 1,2 – номер сечения (см. рисунок 1)

Таблица 3 - Числовые значения характерных точек графиков зависимостей *M*– æ и *P*–f_s для зоны чистого и поперечного изгиба

M– æ	**$æ_{bR}$•10^3, см$^{-1}$**	**M_{bR}, кН•м**	**$æ_{bU}$•10^3, см$^{-1}$**	**M_{bR}, кН·м**	**$æ_{s,qlmax}$•10^3, см$^{-1}$**	**$M_{s,ql,max}$, кН·м**	**$æ_{i,qlmax}$•10^3, см$^{-1}$**	**$M_{i,qlmax}$, кН·м**	**“ q_l–f_s”**	**$q_{l\,max}$, кН**	**$f_{s,ql\,max}$, мм**
I	54,3	M_u	61,2	0,9 M_u	54,3	1M_u	10,2	0,42 M_u	**2**	P_u	4,2
					54,3	1M_u	16,1	0,45 M_u	**1**	P_u	4
II	38,9	0.71M_u	42,1	0,7 M_u	61,2	1M_u	16,1	0,47 M_u	1	0.68P_u	100
					38,9	0.7M_u	63,1	0,95 M_u	2	0.7P_u	32
II	**38,9**	0.59M_u	**40,6**	0,5 M_u	54,3	1M_u	43,1	0,49 M_u	2	0.5P_u	20
					38,9	0.7M_u	38,1	0,45 M_u	**1**	0.5P_u	18

Анализом полученных числовых значений характерных точек графиков зависимостей момент-кривизна (M– æ) и силовое воздействие - прогиб (P–f_s) для зоны чистого и поперечного изгиба было установлено, что для зоны чистого изгиба не был достигнут предельный прогиб, в отличие от зоны поперечного изгиба, где прогиб превысил максимально допустимое значение при нагрузке $0{,}7P_u$ для сечения 1-1 и при нагрузке $0{,}5\ P_u$ для сечения 2-2, до и после особого воздействия. После особого воздействия и мгновенного превращения исходной n-системы в систему n-1 наблюдался интенсивный рост кривизны при максимальном изгибающем моменте.

Заключение

1. Сформулированы основные гипотезы и предложена расчетная модель статико-динамического деформирования сложно напряженного железобетона в запредельных состояниях в виде представительных объемов – бетонных призм, вырезаемых в окрестности сжатой зоны сечения элемента, прилегающей к пространственной трещине.
2. Получены аналитические зависимости для определения динамических деформаций $\varepsilon_{b,i,n,d}$ от динамических воздействий в сечении k представительного объема сжатого бетона, возникающие в сечениях элементов конструктивной системы при переходе системы n в систему (n-1), вызванном ее структурной перестройкой.
3. В качестве примера приведен расчет с использованием модели статико-динамического деформирования бетона в момент, предшествующий исчерпанию несущей способности сечения по критерию предельных деформаций сжатого бетона над опасной пространственной трещиной, применительно к железобетонной опытной конструкции железобетонной рамы.

Благодарности

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 24-49-10010, https://rscf.ru//project/24-49-10010/

Acknowledgments

This research was funded by the Russian Science Foundation (Grant No. 24-49-10010), https://rscf.ru/project/24-49-10010/.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: Моногр. М.: Изд-во АСВ , 2004. 472 с.
2. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И. Методы механики железобетона. Киев: Кн. изд-во НАУ, 2005. 653 с.
3. Голышев А.Б. Колчунов В.И. Сопротивление железобетона: Моногр. Киев:Основа 2009. 432 с.
4. Голышев А.Б., Колчунов В.И., Яковенко И.А. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях: Моногр. Киев: Талком, 2015. 371 с.
5. Колчунов В. И., Федорова Н. В. Некоторые проблемы живучести железобетонных конструктивных систем при аварийных воздействиях //Вестник НИЦ Строительство. 2018. №. 1. С. 115-119.
6. Kiakojouri F., De Biagi V., Chiaia B., Sheidaii M. R. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects // Engineering Structures. 2020. № December 2019 (206). С. 110061.
7. Hammad K., Lofty I., Naiem M. Enhancing Progressive Collapse Resistance in Existing Buildings // Design and Construction of Smart Cities. 2021. P. 39-46.
8. Митасов В.М., Адищев В.В. О применении энергетических соотношений в теории сопротивления железобетона // Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1990. № 4. С. 33-37.
9. Колчунов Вл.И., Демьянов А.И., Михайлов М.М. Расчетные модели статико-динамического деформирования системы железобетонных конструкций в момент разрушения сжатого бетона при кручении с изгибом // Строительная механика и расчет сооружений. 2019. № 2. С. 17-26.

10. Mohajeri Nav F. Analytical investigation of reinforced concrete frames under middle column removal scenario // Adv. Struct. Eng. 2018. № 21.9 P. 8–1401.

11. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Клюева Н.В. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: Моногр. М.: Изд-во АСВ, 2004. 216 с.

12. Ahmadi R., Rashidian O., Abbasnia R., Mohajeri Nav F., Usefi N. Experimental and numerical evaluation of progressive collapse behavior in scaled RC beam-column subassemblage //Shock and Vibration. 2016. T. 2016

13. Azim I., Yang J., Bhatta S., Wang F., Liu Q. F. Factors influencing the progressive collapse resistance of RC frame structures //Journal of Building Engineering. 2020. T. 27. С. 100986

14. Savin S., Kolchunov V., Fedorova N., Vu N.T. Experimental and Numerical Investigations of RC Frame Stability Failure under a Corner Column Removal Scenario // Buildings. 2023. Vol. 13, № 4. P. 908

15. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizogub A. An innovative safety format for structural system robustness checking // Budownictwo i Architektura. 2020. Vol. 19. P. 67–84

16. СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. М.: Минстрой России, 2019.– 33с.

17. Федорова Н. В., Медянкин М.Д., Бушова О.Б. Определение параметров статико- динамического деформирования бетона // Промышленное и гражданское строительство. – 2020. – № 1. – С. 4-11. – DOI 10.33622/0869-7019.2020.01.04-11.

18. Колчунов В.И., Клюева Н.В., Андросова Н.В., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: Издательство АСВ, 2014. 208 с

19. Демьянов А.И., Колчунов В.И., Сальников А.С., Михайлов М.М. Расчетные модели статико-динамического деформирования железобетонной конструкции при кручении с изгибом в момент образования пространственной трещины // Строительство и реконструкция. 2017. № 3. С. 13-22.

20. Колчунов В. И., Демьянов А. И., Михайлов М. М. Статико-динамическое деформирование сжатого бетона в неопределимой железобетонной раме при изгибе с кручением Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2020. – № 4(736). – С. 5-21. – DOI 10.32683/0536-1052-2020-736-4-5-21.

21. Kolchunov V. I., Moskovtseva V. S. Robustness of reinforced concrete frames with elements experiencing bending with torsion // Engineering Structures. – 2024. – Vol. 314. – P. 118309. – DOI 10.1016/j.engstruct.2024.118309.

22. Колчунов Вл.И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 3. С. 261–275. http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275

REFERENCES

1. Bondarenko V.M., Kolchunov Vl.I. Raschetnye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona [Calculation Models of Force Resistance of Reinforced Concrete]. Moscow: ASV Publishing House, 2004. 472 p. (rus).

2. Veruzhsky Yu.V., Kolchunov Vl.I. Metody mekhaniki zhelezobetona [Methods of reinforced concrete mechanics]. Kiev: NAU Book Publishing House. 2005. 653 p. (rus)

3. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. Soprotivlenie zhelezobetona [Resistance of reinforced concrete]. Kiev: Osnova, 2009. (rus).

4. Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. Soprotivlenie zhelezobetonnyh konstrukcij, zdanij i sooruzhenij, vozvodimyh v slozhnyh inzhenerno-geologicheskih usloviyah [Resistance of reinforced concrete structures, buildings and constructions erected in complex engineering and geological conditions]: Monograph. Kyiv: Talkom, 2015. 371 p (rus).

5. Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Nekotorye problemy zhivuchesti zhelezobetonnyh konstruktivnyh sistem pri avarijnyh vozdejstviyah [Some problems of survivability of reinforced concrete structural systems under emergency impacts] // *Bulletin of the Scientific Research Center Construction*. 2018. No. 1. pp. 115-119. (rus).

6. Kiakojouri F., De Biagi V., Chiaia B., Sheidaii M. R. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects // *Engineering Structures*. 2020. No December 2019 (206). C. 110061.

7. Hammad K., Lofty I., Naiem M. Enhancing Progressive Collapse Resistance in Existing Buildings // *Design and Construction of Smart Cities*. 2021. P. 39-46.

8. Mitasov V.M., Adishchev V.V. O primenenii energeticheskih sootnoshenij v teorii soprotivleniya zhelezobetona [On the application of energy relations in the theory of resistance of reinforced concrete] // *News of universities. Construction and architecture*. 1990. No. 4. P. 33-37(rus).

9. Kolchunov Vl.I., Demyanov A.I., Mikhailov M.M. Raschetnye modeli statiko-dinamicheskogo deformirovaniya sistemy zhelezobetonnyh konstrukcij v moment razrusheniya szhatogo betona pri kruchenii s izgibom [Calculation models of static-dynamic deformation of a system of reinforced concrete structures at the moment of destruction of compressed concrete under torsion with bending] // *Structural mechanics and calculation of structures*. 2019. No. 2. P. 17-26 (rus).

10. Mohajeri Nav F. Analytical investigation of reinforced concrete frames under middle column removal scenario // *Adv. Struct. Eng*. 2018. № 21.9 P. 1388–1401.

11. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnyh konstrukcij pri zaproektnyh vozdejstviyah [Strength and deformability of reinforced concrete structures under beyond-design influences]. M.: ASV, 2004. 216 p. (rus).

12. Ahmadi R., Rashidian O., Abbasnia R., Mohajeri Nav F., Usefi N. Experimental and numerical evaluation of progressive collapse behavior in scaled RC beam-column subassemblage //*Shock and Vibration*. 2016. T. 2016

13. Azim I., Yang J., Bhatta S., Wang F., Liu Q. F. Factors influencing the progressive collapse resistance of RC frame structures //*Journal of Building Engineering*. 2020. T. 27. C. 100986

14. Savin S., Kolchunov V., Fedorova N., Vu N.T. Experimental and Numerical Investigations of RC Frame Stability Failure under a Corner Column Removal Scenario // *Buildings*. 2023. Vol. 13, № 4. P. 908

15. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizogub A. An innovative safety format for structural system robustness checking // *Budownictwo i Architektura*. 2020. Vol. 19. P. 67–84

16. SP 385.1325800. 2018. Zashchita zdanij i sooruzhenij ot progressiruyushchego obrusheniya. Pravila proektirovaniya. Osnovnye polozheniya [Protection of buildings and structures from progressive collapse. Design rules. The main provisions]. M.: Standartinform, 2018. P. 19 (rus).

17. Fedorova N. V., Medyankin M. D., Bushova O. B. Opredelenie parametrov statiko- dinamicheskogo deformirovaniya betona [Determination of parameters of static-dynamic deformation of concrete] // *Industrial and civil engineering*. - 2020. - No. 1. - P. 4-11. - DOI 10.33622/0869-7019.2020.01.04-11 (rus).

18. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.V., Bukhtiyarova A.S. ZHivuchest' zdanij i sooruzhenij pri zaproektnyh vozdejstviyah [Survivability of buildings and structures under beyond-design influences]. M.: ASV Publishing House, 2014. 208 p. (rus)

19. Demyanov A.I., Kolchunov V.I., Salnikov A.S., Mikhailov M.M. Raschetnye modeli statiko-dinamicheskogo deformirovaniya zhelezobetonnoj konstrukcii pri kruchenii s izgibom v moment obrazovaniya prostranstvennoj treshchiny [Calculation models of static-dynamic deformation of a reinforced concrete structure under torsion with bending at the moment of formation of a spatial crack] // *Construction and reconstruction*. 2017. No. 3. P. 13-22 (rus)

20. Kolchunov V. I., Demyanov A. I., Mikhailov M. M. Statiko-dinamicheskoe deformirovanie szhatogo betona v neopredelimoj zhelezobetonnoj rame pri izgibe s krucheniem [Static-dynamic deformation of compressed concrete in an indeterminate reinforced concrete frame under bending with torsion] // *News of higher educational institutions. Construction*. - 2020. - No. 4 (736). - P. 5-21. - DOI 10.32683/0536-1052-2020-736-4-5-21 (rus)

21. Kolchunov V. I., Moskovtseva V. S. Robustness of reinforced concrete frames with elements experiencing bending with torsion // *Engineering Structures*. – 2024. – Vol. 314. – P. 118309. – DOI 10.1016/j.engstruct.2024.118309.

22. Kolchunov Vl.I. Metod raschetnyh modelej soprotivleniya dlya zhelezobetona [Method of calculation models of resistance for reinforced concrete] // *Structural mechanics of engineering structures and constructions*. 2023. Vol. 19. No. 3. P. 261–275. http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275 (rus)

Информация об авторах:

Колчунов Владимир Иванович
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
Член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, рофессор кафедры инженерной графики и компьютерного моделирования.
Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия,
ведущий научный сотрудник.
E-mail: vlik52@mail.ru

Ильющенко Татьяна Александровна
ФГБОУ ВО «Курский государственный университет», г. Курск, Россия, старший преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства.
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, начальник отдела технического нормирования в области строительства
E-mail: tatkhalina93@yandex.ru

Федоров Сергей Сергеевич
Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия
Кандидат технических наук, доцент, зав. кафедрой инженерной графики и компьютерного моделирования
E-mail: fedorovss@mgsu.ru

Information about authors:

Kolchunov Vladimir Iv.
Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU), Moscow, Russia,
Corresponding Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, doctor of technical sciences, professor, professor of the Department of Engineering Graphics and Computer Modeling.
Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia,
leading researcher.
E-mail: vlik52@mail.ru

Iliushchenko Tatiana A.
Kursk State University, Kursk, Russia
Senior Lecturer of the Department of Industrial and Civil Engineering. construction.
Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, Moscow, Russia,
Head of the Department of Technical Standardization in the field of construction.
E-mail: tatkhalina93@yandex.ru

Fedorov Sergey S.
Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia,
candidate of technical sciences, head of the Department of Engineering Graphics and Computer Modeling.
E-mail: fedorovss@mgsu.ru

Статья поступила в редакцию 04.05.2025
Одобрена после рецензирования 09.06.2025
Принята к публикации 11.06.2025

The article was submitted 04.05.2025
Approved after reviewing 09.06.2025
Accepted for publication 11.06.2025