



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.2.41-53

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Научные основы альтернативной теории выносливости железобетона

И.Т. Мирсаяпов**Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ), Казань, Российская Федерация*

* mirsayapovit@mail.ru

Ключевые слова: здания, конструкции, железобетон, циклические нагрузки, усталость, выносливость, виброползучесть

История статьи

Поступила в редакцию: 15.04.2026

Доработана: 10.05.2026

Принята к публикации: 17.05.2026

Для цитирования

Мирсаяпов И.Т. Научные основы альтернативной теории выносливости железобетона // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 14. № 2. С. 41–53.

Аннотация. Железобетон широко применяют в инженерных сооружениях, в транспортном строительстве, в промышленном, энергетическом и гидротехническом строительстве. Все эти здания и сооружения подвергаются многократно повторяющимся нагрузкам (МПН). При проектировании железобетонных конструкций (ЖБК) зданий до настоящего времени не решена проблема обеспечения выносливости. В статье излагаются научные основы предлагаемой альтернативной теории выносливости железобетона, новых методики и методов расчета ЖБК на выносливость, в которых в явном виде учитываются все основные факторы при многократно повторяющихся нагрузках и исключаются эмпирические коэффициенты. При циклических нагрузках усиленное развитие деформаций виброползучести бетона приводит к росту остаточных деформаций в бетоне сжатой зоны. Деформации виброползучести развиваются в стесненных условиях, а это приводит к непрерывному изменению напряженно-деформированного состояния (НДС), коэффициентов асимметрии цикла напряжений (КАЦН) и пределов выносливости бетона (ПВ) и арматуры при многократно повторяющихся нагрузках. Для оценки способности ЖБК сопротивляться МПН наиболее рациональным является проверять условия выносливости, записанные на основе расчетных моделей усталостного сопротивления, отражающие действительную работу железобетона при таких нагрузках.

Scientific Basis of the Alternative Theory of Reinforced Concrete Endurance

I.T. Mirsayapov**Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE), Kazan, Russian Federation*

* mirsayapovit@mail.ru

Илишат Талгатович Мирсаяпов, д.т.н., доцент, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ), 420043, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1; eLIBRARY SPIN-код: 621-651, Scopus: 57218826227, ResearcherID: G-7228-2019, ORCID: 0000-0003-4902-6167, E-mail: mirsayapovit@mail.ru

© Мирсаяпов И.Т., 2026



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Keywords: buildings, designs, reinforced concrete, repeatedly repeating loadings, endurance, deformations of cyclic creep

Article history

Received: 15.04.2026

Revised: 10.05.2026

Accepted: 17.05.2026

For citation

Mirsaypov I.T. Scientific Basis of the Alternative Theory of Reinforced Concrete Endurance. *Reinforced Concrete Structures*. 2026; 2(14):41-53.

Abstract. Reinforced concrete is widely used in engineering structures, transportation construction, power generation, and hydraulic engineering. All of these buildings and structures are subject to repeated loads (RL). When designing reinforced concrete structures (RCS) for these buildings, there are certain issues that have remained unresolved for decades, which therefore reduce the effectiveness of modern RC systems. This issue is ensuring the durability of RC structures. This article presents the scientific foundations of fatigue theory, new methods, and techniques for calculating the fatigue strength of RC structures.

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время нет теории выносливости и методики расчета ЖБК, основанной на этой теории, которые получили бы общее признание и учитывающие реальные режимы деформирования бетона и арматуры в составе конструкций при МПН. Они базируются на упругом расчете железобетона. Отечественная методика расчета на выносливость была разработана достаточно давно и впервые включена в СНиП-В.1–62* в 1962 г. В связи с тем, что эта методика имела серьезные недостатки и подвергалась серьезной и многочисленной критике были проведены теоретические и экспериментальные исследования усталостных явлений в ЖБК [4, 17] и предложены более современные методы расчета [5–7, 18], которые не вошли в нормы. Как результат многочисленной конструктивной критики нормативной методики, основанной на упругом расчете железобетона, в 2003 г. эта методика была исключена из норм. До 2012 г. в нормах отсутствовали требования по расчету ЖБК на выносливость, только в 2012 г. в тезисной форме появились рекомендации по расчету ЖБК на выносливость.

МПН сопровождается перераспределением напряжений между сжатым бетоном и растянутой арматурой [5–7, 18], что приводит к увеличению напряжений и КАЦН в арматуре и снижению напряжений и КАЦН в бетоне. Как следствие и напряжения, и КАЦН не совпадают с первоначальными значениями, принятыми в нормах проектирования для расчета [12, 14, 17], а это приводит к изменению их ПВ [13, 21]. Несмотря на то, что были наработки основ сопротивления железобетона при МПН [5–7], в 2018 г. в СП 63.13330.2018 обратно вернули методику расчета на выносливость в изначальном виде, что и в СНиП-В.1–62*, следовательно, по сей день для расчета ЖБК действию МПН современные нормы предлагают методику, основанную на упругом расчете железобетона, а действительные механизмы и формы разрушения вообще не рассматриваются. Такая же ситуация и в зарубежных нормах, «FIB Model Code for concrete structures 2010» и ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Reinforced Concrete”. В 1936 г. в СССР упругий расчет при проектировании ЖБК был отменен. Это привело к сильному развитию теории статической прочности ЖБК, а теория выносливости так и застряла в рамках метода допускаемых напряжений и упругого расчета железобетона. Существующие отечественные методы расчета ЖБК на выносливость и зарубежные [2], а также более современные предложения [3, 10, 11] являются весьма несовершенными и поэтому не дают надежных результатов. А следовательно, они не удовлетворяют требованиям Федерального закона № 384-ФЗ. В связи с вышеизложенным разработка современной теории выносливости железобетона и новой методики расчета выносливости на ее основе, учитывающих эти явления, является актуальной и своевременной задачей.

Ilgat T. Mirsaypov, Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE), 1 Zelenaya, Kazan, 420043, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 621-651, Scopus: 57218826227, ResearcherID: G-7228-2019, ORCID: 0000-0003-4902-6167, E-mail: mirsaypovit@mail.ru

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Главные недостатки существующих методов расчета выносливости в том, что они не учитывают неупругие свойства бетона, а также теория допускаемых напряжений не рассматривает разрушение вообще, следовательно, не учитывает действительные механизм работы и характер разрушения конструкций, т.е. не учитывает действительные предельные состояния при циклических нагрузках. Таким образом, отсутствуют методика и методы расчета ЖБК на выносливость, учитывающие реальные режимы деформирования бетона и арматуры в составе конструкции.

Усталость бетона и арматуры приводит к снижению напряжений, при которых происходит разрушение ЖБК при МПН. Они гораздо меньше их статических прочностей. Для предотвращения обрушения зданий и сооружений при МПН необходимо ЖБК рассчитывать на выносливость.

В настоящее время нет теории выносливости железобетона, способной:

1) дать обоснованные критерии предельного состояния железобетонных конструкций при многократно повторяющихся нагрузках, что не обеспечивает необходимую эксплуатационную безопасность конструкций;

2) учитывать режимы реального деформирования бетона и арматуры и одновременное изменение НДС, пределов выносливости бетона и арматуры при многократно повторяющихся нагрузках, что приводит к их перерасходу.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

МПН приводят к снижению уровня напряжений, при которых происходит разрушение, т.е. снижается остаточная прочность бетона и арматуры.

Изменение предела выносливости бетона происходит согласно зависимости:

$$R_{bN,rep} = R_d - \frac{\lg N_i}{7} (R_d - R_{b,rep}), \quad (1)$$

а в относительных величинах:

$$R_{bN,rep} = 1,3 - \frac{\lg N_i}{7} \left(1,3 - \frac{0,5}{1 - 0,616\rho_b} \right), \quad (2)$$

а относительные пределы бетона при различных видах НДС на базе 10 млн циклов определяются как:

$$\left. \begin{array}{l} k_{b,rep} \\ k_{bt,rep} \\ k_{bsh,rep} \\ k_{bt,rep} \end{array} \right\} = \frac{0,5}{1 - 0,616\rho_b}. \quad (3)$$

Абсолютный предел выносливости арматуры на базе 2 млн циклов:

$$R_{s,rep} = \frac{k_o \cdot k_c \cdot k_r}{1 - \rho_s \left(1 - \frac{k_o \cdot k_c \cdot k_r}{\eta} \right)} \cdot \sigma_u. \quad (4)$$

Изменение предела выносливости арматуры происходит согласно зависимости:

$$R_{sN,rep} = R_d - \frac{\lg N_i}{\lg 2 \cdot 10^6} (R_d - R_{b,rep}), \quad (5)$$

Одновременно происходит также усиленное развитие виброползучести бетона, приводящее к накоплению неупругих деформаций бетона.

Текущие полные деформации определяются как [1]:

$$\varepsilon_b^{\max}(t, t_o) = \frac{S_m}{E_m^o(t)} - \int_{t_o}^t S_n \cdot \frac{d}{d\tau} C(t, \tau, \omega, H) d\tau. \quad (6)$$

Эти деформации при МПН развиваются в связанных условиях, а это приводит к изменению НДС, КАЦН, а следовательно, и ПВ бетона и арматуры [5–7, 18].

Текущие напряжения в бетоне, в продольной и поперечной арматуре при МПН определяются как сумма начальных и дополнительных напряжений. Точность расчета текущих напряжений зависит, прежде всего, от точности определения начальных напряжений, потому что дополнительные напряжения в бетоне, в продольной и поперечной арматуре составляют лишь некоторую долю от начальных напряжений в них [14–16].

При МПН развитие деформаций виброползучести бетона в связанных условиях приводит к непрерывному изменению НДС, а следовательно, КАЦН $\rho_{b1}(t)$ и $\rho_{s1}(t)$. При МПН КАЦН в бетоне уменьшается, а в арматуре увеличивается.

В результате после N циклов нагружения мы имеем конструкцию с совершенно другими физико-механическими характеристиками составляющих материалов по сравнению с первым циклом нагружения. Это уже не та конструкция, которая была при первом нагружении, а другая. Поэтому в каждый момент времени или после каждого цикла нагружения мы имеем как бы новые конструкции, с новыми усталостными характеристиками бетона и арматуры. В этой связи в каждый момент времени мы должны одновременно оценивать внутренние усилия (напряжения) и состояние бетона и арматуры (остаточную прочность) в составе конструкции. В таких условиях наиболее рациональным является оценка состояния конструкций при повторных нагрузках через записывание (проверку) условий выносливости.

Условия выносливости ЖБК в обобщенном виде представляем как:

$$\sigma_i^{\max}(t) < R_{i,rep}, \quad (7)$$

где $\sigma_i^{\max}(t)$ — напряжение (в бетоне или арматуре) после приложения МПН, либо в локальном объеме, либо в усредненном массиве; $R_{i,rep}$ — расчетные сопротивления бетона или арматуры по выносливости.

Правые стороны, и левые стороны (7) не статичны, в процессе МПН непрерывно они постоянно меняются. При МПН обязательно нужно рассчитывать НДС, КАЦН и ПВ на любой момент времени t . Для упрощения расчета действие МПН разделяем на два этапа и поэтому работу элемента разделяем также на два этапа. На первом этапе отражается работа и начальное НДС элемента при $N = 1$ при нагружении до $P_{\max}$. Эти напряжения при $N = 1$ рассчитываются как для статического нагружения. Для этого можно применить различные аналитические методы расчета [5–7, 18] или численные методы расчета [8, 9]. Второй этап охватывает работу ЖБК при $N > 1$.

При МПН напряжение $\sigma_i^{\max}(t)$, КАЦН $\rho_i(t)$ и пределы выносливости определяем как:

$$\sigma_i^{\max}(t) = \sigma_i^{\max}(t_0) \pm \sigma_i^{\text{ост}}(t); R_{i,rep} = f(\rho_i); \rho_i(t) = \langle \rho \cdot \sigma_i^{\max}(t_0) \pm \sigma_i^{\text{доп}}(t) \rangle / \langle \sigma_i^{\max}(t_0) \pm \sigma_i^{\text{доп}}(t) \rangle, \quad (8)$$

где $\sigma_i^{\max}(t_0)$ и $\sigma_i^{\text{ост}}(t)$ — соответственно, начальные напряжения при первом нагружении и остаточные напряжения вследствие развития и накопления деформаций виброползучести бетона в стесненных условиях; $R_{i,rep}$ — ПВ бетона или арматуры после N циклов нагружений; $\rho_i(t)$ — КАЦН бетона или арматуры после N циклов нагружений; $\rho = P_{\min}/P_{\max}$.

Количество условий выносливости диктуется возможными формами разрушения при МПН и НДС в зонах (объемах), где реализуется разрушение. Локальные объемы конструкции или какие-то усредненные массивы, в которых формируется разрушение при МПН, а также — его механизм; причины и критерии разрушения в них выявляются и устанавливаются экспериментально.

Чистый изгиб

Расчетная модель изгибаемого элемента с двойной арматурой при МПН представлена на рис. 1. Для элементов с двойной арматурой условия выносливости (8) переписываются в виде:

$$\sigma_b^{\max}(t) < R_{b,rep}; \sigma_s^{\max}(t) < R_{s,rep}; \sigma_{sc}^{\max}(t) < R_{s,rep}, \quad (9)$$

$R_{s,rep}$ определяются по формуле (4), а $R_{s,rep}$ — по (1)–(3).

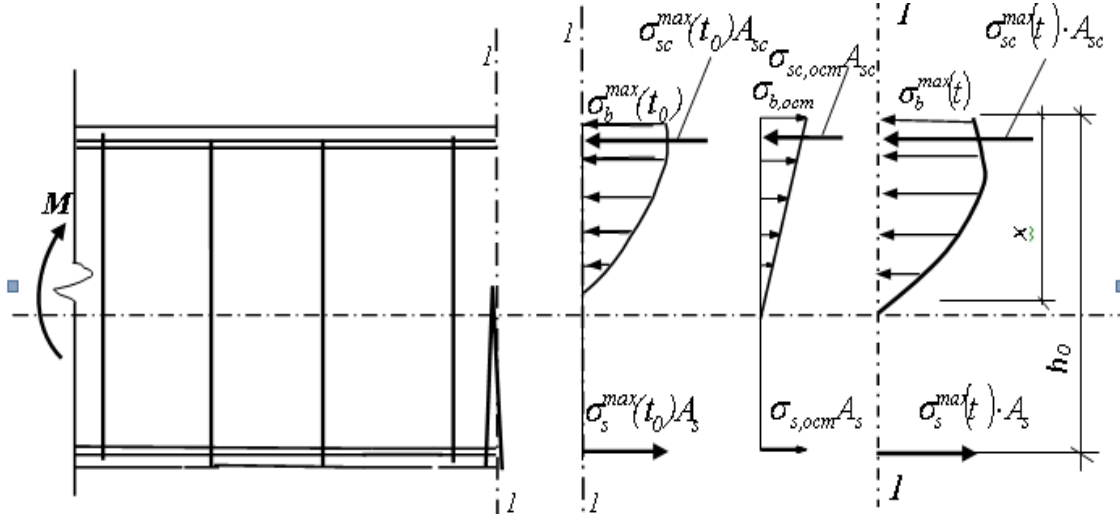


Рис. 1. Расчетная модель изгибаемого элемента

Fig. 1. Calculation model of a member in bending

В элементах с одиночной арматурой из-за отсутствия расчетной сжатой арматуры третье условие выносливости исчезает и проверяются только первые два.

Напряжения $\sigma_b^{\max}(t)$, $\sigma_s^{\max}(t)$ и КАЦН определяются как:

$$\sigma_b^{\max}(t) = \sigma_b^{\max}(t_0) - \sigma_{b,оот}(t) \text{ и } \sigma_s^{\max}(t) = \sigma_s^{\max}(t_0) + \sigma_{s,оот}(t); \quad (10)$$

$$\rho_b(t) = \langle \rho \cdot \sigma_b^{\max}(t_0) - \sigma_{b,оот}(t) \rangle / \langle \sigma_b^{\max}(t_0) - \sigma_{b,оот}(t) \rangle \text{ и} \quad (11)$$

$$\rho_s(t) = \langle \rho \cdot \sigma_s^{\max}(t_0) + \sigma_{s,оот}(t) \rangle / \langle \sigma_s^{\max}(t_0) + \sigma_{s,оот}(t) \rangle. \quad (12)$$

Внецентренное сжатие

Для внецентренного сжатия с большим эксцентриситетом расчетная модель усталостного сопротивления представлена на рис. 2, а условия выносливости, по аналогии со случаем чистого изгиба, имеют вид:

$$\sigma_b^{\max}(t) < R_{b,rep}; \sigma_{sc}^{\max}(t) < R_{s,rep}; \sigma_s^{\max}(t) < R_{s,rep}, \quad (13)$$

где $\sigma_b^{\max}(t)$ — циклические напряжения в сжатом бетоне; $\sigma_{sc}^{\max}(t)$ — циклические напряжения в сжатой арматуре; $\sigma_s^{\max}(t)$ — циклические напряжения в растянутой арматуре (рис. 2); $R_{b,rep}(t)$, $R_{s,rep}(t)$ — ПВ бетона и арматуры.

ПВ арматуры $R_{s,rep}(t)$ определяются по формуле (4), ПВ бетона — по (2).

Для элементов с малым эксцентриситетом, а также для элементов со случайным эксцентриситетом условия выносливости имеют вид:

$$\sigma_b^{\max}(t) < R_{b,rep}; \sigma_{sc}^{\max}(t) < R_{s,rep}, \quad (14)$$

где $\sigma_b^{\max}(t)$, $\sigma_{sc}^{\max}(t)$ — соответственно, напряжения в сжатом бетоне и в сжатой арматуре; $R_{b,rep}$, $R_{s,rep}$ — ПВ бетона и арматуры.

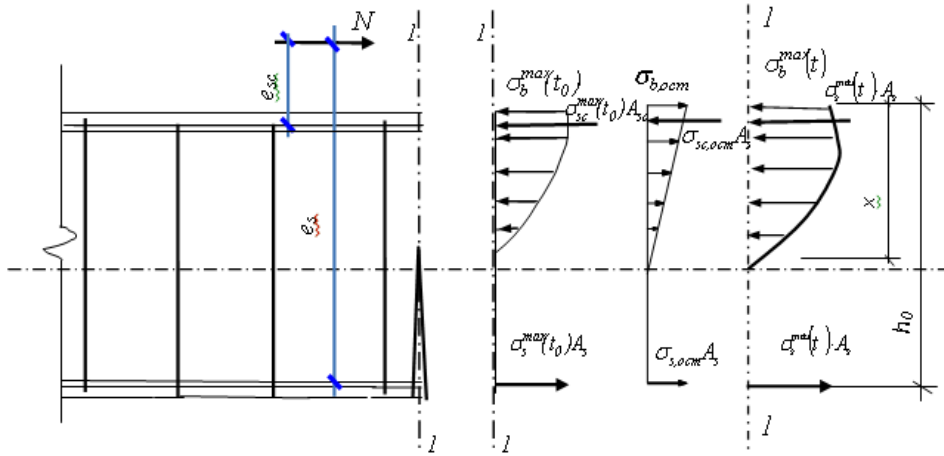


Рис. 2. Расчетная модель внецентренно сжатого элемента
Fig. 2. Calculation model of an eccentrically compressed member

Совместное действие поперечных сил и изгибающих моментов

С учетом возможных форм разрушения:

$$\sigma_{1C}^{\max}(t) \leq R_{b,rep}^{loc}(t), \quad \sigma_{sw,\alpha}^{\max}(t) \leq R_{sw,rep}(t), \quad \sigma_{se}^{\max}(t) \leq R_{sq,rep}(t), \quad \sigma_s^{\max}(t) \leq R_{an,rep}(t), \quad (15)$$

где $\sigma_{1C}^{\max}(t)$, $\sigma_{sw,\alpha}^{\max}(t)$, $\sigma_{se}^{\max}(t)$, $\sigma_s^{\max}(t)$ — текущие напряжения, соответственно, в бетоне сжатой зоны, в поперечной и продольной арматуре; $R_{b,rep}^{loc}(t)$, $R_{sw,rep}(t)$, $R_{sq,rep}(t)$, $R_{an,rep}(t)$ — ПВ, соответственно, бетона сжатой зоны, поперечной арматуры, продольной арматуры и анкеровки продольной арматуры.

Как показали экспериментальные исследования, сопротивление ЖБК этим усилиям при циклических нагрузках невозможно описать только одной расчетной моделью. На это сильно влияет относительный пролет среза [4, 6]. Автором разработаны также расчетные модели устойчивого при действии поперечных сил. Они позволяют установить предельные состояния при действии поперечных сил, назначить критерии разрушения при МПН, записать условия выносливости, определить напряжение и ПВ.

Большой пролет среза

Расчетная модель при больших пролетах среза и при равномерно-распределенной нагрузке представлена на рис. 3.

ПВ бетона над вершиной наклонной трещины, в балках без поперечного армирования, вычисляем:

$$R_{b,rep}^{loc}(t) = \frac{0,5\omega_1 R_{bt} \cdot \left(\frac{1,6 \cdot h_0 \operatorname{ctg} \varphi}{\lambda \cdot x_1 \cos \gamma} - \psi \right)}{(1 - 0,616\rho_b) \cdot \left(1 - \frac{G_b \cdot L_{\varepsilon}}{\sin^2 \varphi} \cdot \left\{ \frac{S_M^0}{E_M^0} - \int_{t_0}^t S_n^0 \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \right)}, \quad (16)$$

Предел выносливости арматуры $R_{sq,rep}(t)$ в месте пересечения с критической наклонной трещиной для балок без поперечной арматуры:

$$R_{sq,rep}(t) = \frac{R_{s,rep}}{\sqrt{1 + 3 \cdot k_{\sigma}^2}}, \quad k_{\sigma} = \frac{\tau_{s,\max}}{\sigma_{s,\max}}. \quad (17)$$

Для балок с поперечной арматурой — $R_{s,rep}(t)$ определяется по формуле (4).

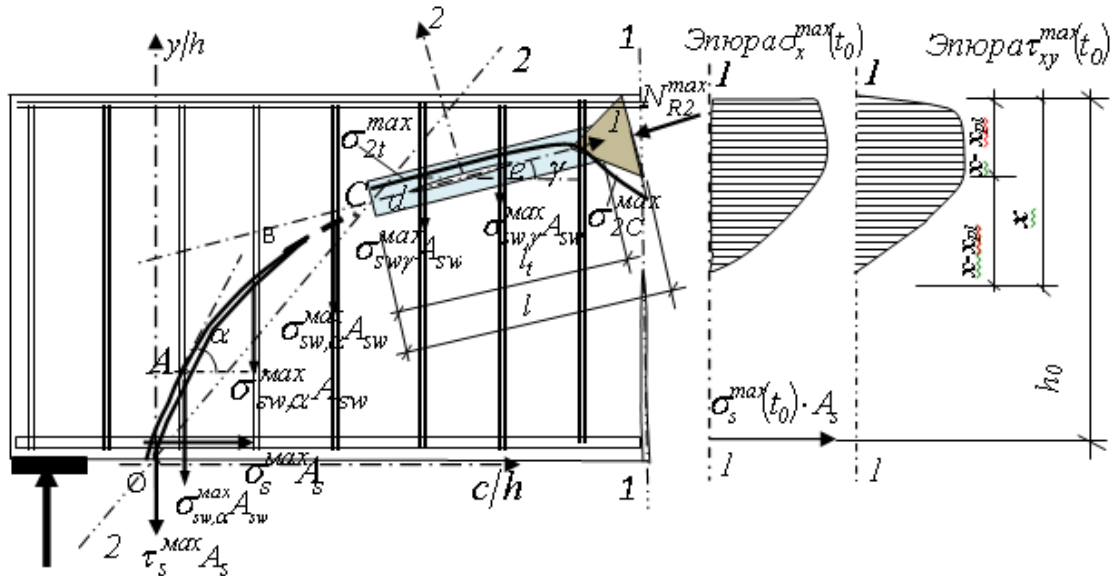


Рис. 3. Расчетная модель при больших пролетах среза и при равномерно-распределенной нагрузке
Fig. 3. Calculation model of a beam at large shear span and under evenly distributed load

ПВ бетона над вершиной наклонной трещины в балках с поперечной арматурой:

$$R_{bs,rep}^{loc}(t) = \frac{2 \cdot m \cdot A_{sw} \cdot k_o \cdot k_c \cdot k_r \cdot \sigma_{su} \cdot \text{ctg} \varphi / (1 - \rho_{sw} (1 - k_o \cdot k_c \cdot k_r / \eta))}{b \lambda \cdot x_1 \cdot \left(1 - \left\{ \frac{S_m^o}{E_m^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \cdot \left\{ \frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} - \frac{6 E_s J_s L_e n \cos(\varphi - \gamma) \sin \gamma}{b \cdot \left(d_s \cdot \sqrt[4]{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1, 4 + 1, 25 \sqrt[4]{\frac{a_s}{d_s}} \right) \right) \sin \varphi} \right\} \right)} \quad (18)$$

Малый пролет среза

Расчетные модели при малых пролетах среза представлены на рис. 4.

ПВ бетона в наклонной сжатой полосе для балок без поперечного армирования:

$$R_{b,rep}^{loc}(t) = \frac{\omega_1 R_{bt,rep} \cdot \left(\frac{h \text{ctg} \varphi}{l_{sup} \sin^2 \alpha} - (\text{ctg} \alpha \cdot \text{ctg} \varphi + \psi) \right)}{(1 - 0,616 \rho_b) \cdot \left(1 - \frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} \cdot \left\{ \frac{S_m^o}{E_m^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \right)}, \quad (19)$$

балки с поперечной арматурой:

$$R_{bs,rep}^{loc}(t) = \frac{m \cdot A_{sw} \cdot k_o \cdot k_c \cdot k_r \cdot \sigma_{su} \cdot \text{ctg} \varphi \cdot \text{ctg} \alpha / (1 - \rho_{sw} (1 - k_o \cdot k_c \cdot k_r / \eta))}{b \cdot l_{sup} \cdot \left(1 - \left\{ \frac{S_m^o}{E_m^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \cdot \left\{ \frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} - \frac{6 E_s J_s L_e n}{b \cdot \left(d_s \cdot \sqrt[4]{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1, 4 + 1, 25 \sqrt[4]{\frac{a_s}{d_s}} \right) \right)} \right\} \right)} \quad (20)$$

$R_{sq,rep}(t)$ для балок без поперечной арматуры определяется по формуле (29), а для балок с поперечной арматурой $R_{s,rep}$ определяется по формуле (4).

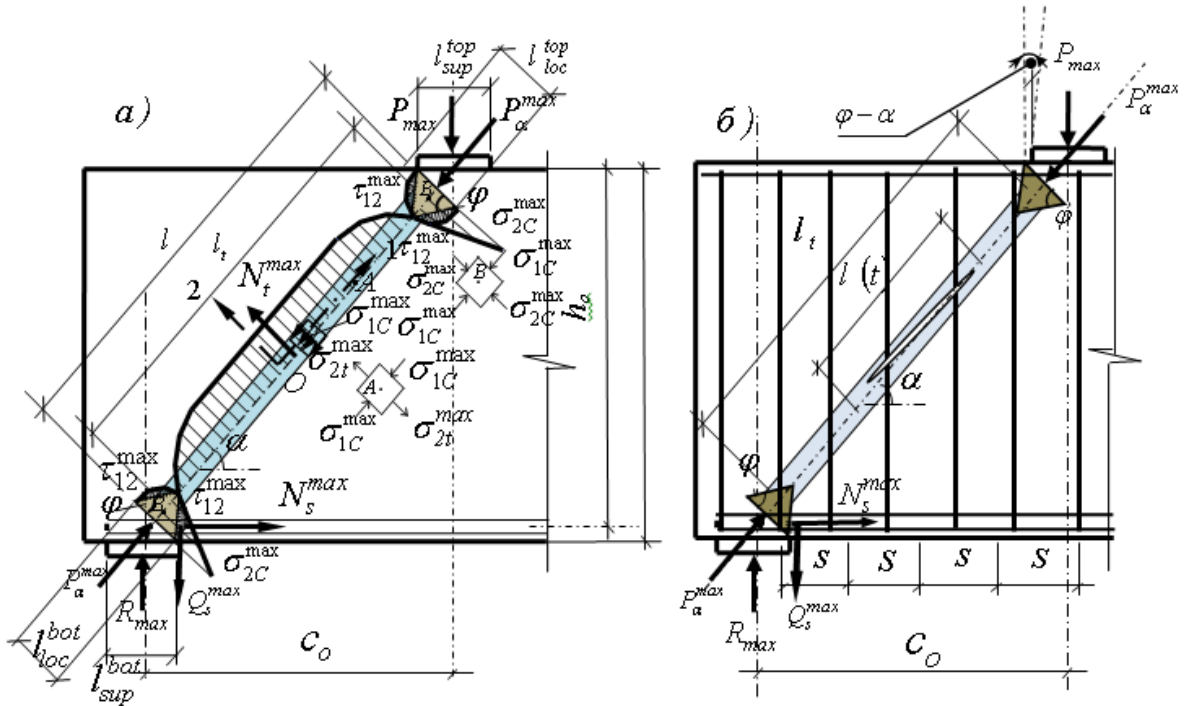


Рис. 4. Расчетные модели при малых пролетах среза

Fig. 4. Calculation model of a beam at small shear span

Средний пролет среза

Расчетная модель при средних пролетах среза представлена на рис.5, а. ПВ бетона в зоне на продолжении магистральной наклонной трещины в балках без поперечного армирования вычисляем:

$$R_{b,rep}^{loc}(t) = \frac{\omega_1 R_{bt,rep} \cdot \left(\frac{h \operatorname{ctg} \varphi}{l_{sup} \sin^2 \beta} - (\operatorname{ctg} \beta \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \psi) \right)}{(1 - 0,616 \rho_b) \cdot \left(1 - \frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} \cdot \left\{ \frac{S_M^o}{E_M^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \right)}, \quad (21)$$

балки с поперечной арматурой:

$$R_{bs,rep}^{loc}(t) = \frac{2 \cdot m \cdot A_{sw} \cdot k_o \cdot k_c \cdot k_r \cdot \sigma_{su} \cdot \operatorname{ctg} \varphi \cdot \operatorname{ctg} \beta / (1 - \rho_{sw} (1 - k_o \cdot k_c \cdot k_r / \eta))}{b \cdot l_{sup} \cdot \left(1 - \left\{ \frac{S_M^o}{E_M^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \cdot \left[\frac{G_b \cdot L_e}{\sin^2 \varphi} - \frac{6 E_s J_s L_e n \cos(\varphi - \beta) \sin \beta}{b \cdot \left(d_s \cdot \sqrt[4]{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt[4]{\frac{a_s}{d_s}} \right)^3} \right) \sin \varphi \right] \right)}, \quad (22)$$

$R_{sq,rep}(t)$ для балок без поперечной арматуры определяется по формуле (17), а для балок с поперечной арматурой $R_{s,rep}$ определяется по формуле (4).

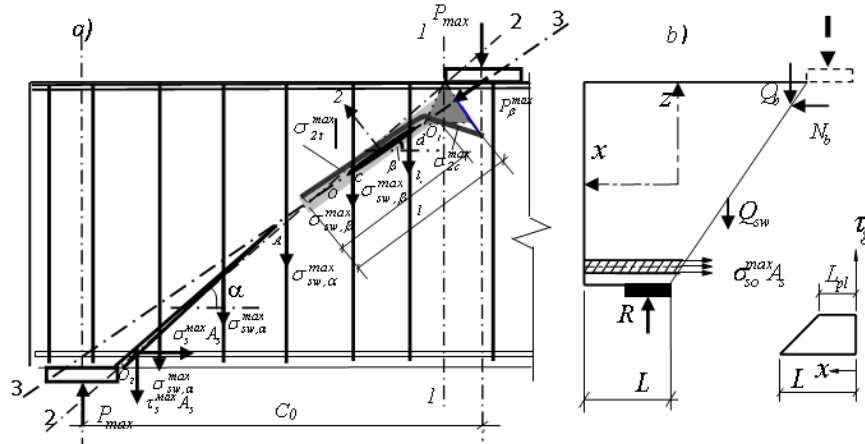


Рис. 5. Расчетные модели: балок при средних пролетах среза (а); заделки продольной арматуры в бетоне (b)
Fig. 5. Calculation model: beams at middle shear span (a); steel rebar embedding in concrete (b)

Анкеровка продольной арматуры

Во всех расчетных случаях при действии поперечных сил одним из видов разрушения является нарушение анкеровки арматуры [4–7]. Расчетная модель для оценки выносливости анкеровки арматуры имеет вид (см. рис. 5, b), а ПВ анкеровки арматуры вычисляем как:

$$R_{an,rep} = \frac{0,56R \cdot \frac{\lambda}{s_r} \cdot \left(1 - \exp\left(-0,75 \frac{c_r}{s_r}\right)\right)}{1 - 0,616\rho_g} \cdot \frac{(d_s + 2c_r) \cdot L}{d_s^2}. \quad (23)$$

Местное сжатие

При местном циклическом сжатии под грузовыми площадками ограниченной ширины, из-за трения между грузовой площадкой и поверхностью бетона, образуются уплотненные объемы в виде клина с гранями, наклоненными к плоскости передачи нагрузки под углом, равным углу внутреннего сдвига бетона \$\varphi\$. Экспериментальные исследования, основанные на методе контроля гистерезисных энергопотерь, при помощи тепловизора, на который автором получен патент, позволили выявить и зафиксировать эти клинья уплотнения (рис. 6, a), тем самым была доказана гипотеза клина [4, 6, 8].

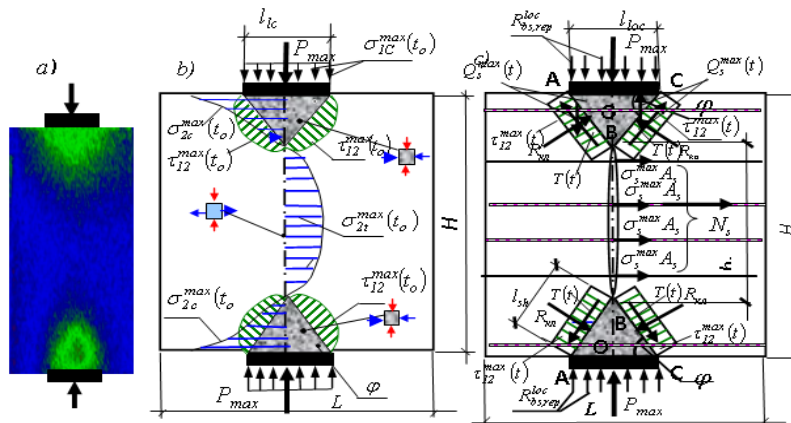


Рис. 6. Расчетные модели при местном циклическом сжатии: а — термограммы; б — бетона; с — железобетона
Fig. 6. Calculation models of concrete members under cyclic compression: a — thermogram; b — concrete; c — reinforced concrete

Применяя гипотезу клина, из условий равновесия и деформационных зависимостей можно определить циклические напряжения и установить характер разрушения. Процесс разрушения при МПН при местном сжатии является длительным процессом накопления усталостных повреждений.

При этом, с одной стороны, вплоть до разрушения циклические напряжения остаются меньше предельных значений при статическом нагружении, т.е. $\sigma_{1c}^{\max}(t) < R_b$; $\sigma_{2t}^{\max}(t) < R_{bt}$; $\tau_{12}^{\max}(t) < R_{sh}$, а с другой стороны при МПН они нестационарны.

На основе этих экспериментальных исследований были разработаны модели сопротивления бетонных и железобетонных элементов при МПН (рис. 6, б и 6, с).

Для бетонных элементов условие выносливости записывается в виде:

$$\sigma_{1c}^{\max}(t) < R_{b,rep}^{loc}(t), \quad (24)$$

ПВ бетона при местном сжатии вычисляем:

$$R_{b,rep}^{loc}(t) = \frac{\omega_1 R_{bt} \cdot \left(\frac{\operatorname{ctg} \varphi}{\delta} - \psi \right)}{(1 - 0,616 \rho_b) \cdot \left(1 - \frac{G_b \cdot L_{\varepsilon}}{\sin^2 \varphi} \cdot \left\{ \frac{S_m^o}{E_m^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \right)}. \quad (25)$$

В железобетонных элементах развитие усталостной трещины отрыва задерживает поперечная арматура. Динамическое развитие трещины начинается после усталости поперечной арматуры. Это диктует следующие условия выносливости:

$$\sigma_{1c}^{\max}(t) \leq R_{b,rep}^{loc}(t) \quad \text{или} \quad \sigma_{sw,\alpha}^{\max}(t) \leq R_{sw,rep}(t), \quad (26)$$

где $\sigma_{sw,\alpha}^{\max}(t)$, $R_{sw,rep}(t)$ — соответственно, текущие напряжения в поперечной арматуре и ПВ поперечной арматуры.

ПВ поперечной арматуры вычисляется по формуле (4), а ПВ железобетона:

$$R_{b,rep}^{loc}(t) = \frac{R_{s,rep} \cdot m \cdot A_s \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{b \cdot l_{loc} \cdot \left(1 - \left\{ \frac{S_m^o}{E_m^o(t)} - \int_{t_0}^t S_n^o \cdot \frac{d}{d\tau} K_{bp} \cdot C(t, \tau) d\tau \right\} \cdot \left\{ \frac{G_b \cdot L_{\varepsilon}}{\sin^2 \varphi} - \frac{6 E_s J_s L_{\varepsilon} n}{b \cdot \left(d_s \cdot \sqrt[4]{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt[4]{\frac{a_s}{d_s}} \right) \right)^3} \right\} \right)}. \quad (27)$$

Продавливание

При расчете плит на продавливание при МПН в качестве расчетной модели усталостного сопротивления предлагаем каркасно-стержневую модель, включающую наклонные сжатые полосы и горизонтальные растянутые элементы продольной арматуры (рис. 7). Внутри наклонных сжатых полос бетон работает в условиях местного циклического сжатия.

На основе указанных моделей (рис. 7) можно записать следующие условия выносливости:

1) для плит без поперечной арматуры:

$$\sigma_{bt}^{\max}(t) < R_{bt,rep}, \quad (28)$$

2) для плит с поперечной арматурой:

$$\sigma_{sw}^{\max}(t) \leq R_{sw,rep}, \quad (29)$$

где $R_{sw,rep}$ определяется по формуле (4), а $R_{bt,rep}$ по формуле:

$$R_{bt,rep} = \frac{0,5}{1 - 0,616\rho_b} \cdot R_{bt,rep} \quad (30)$$

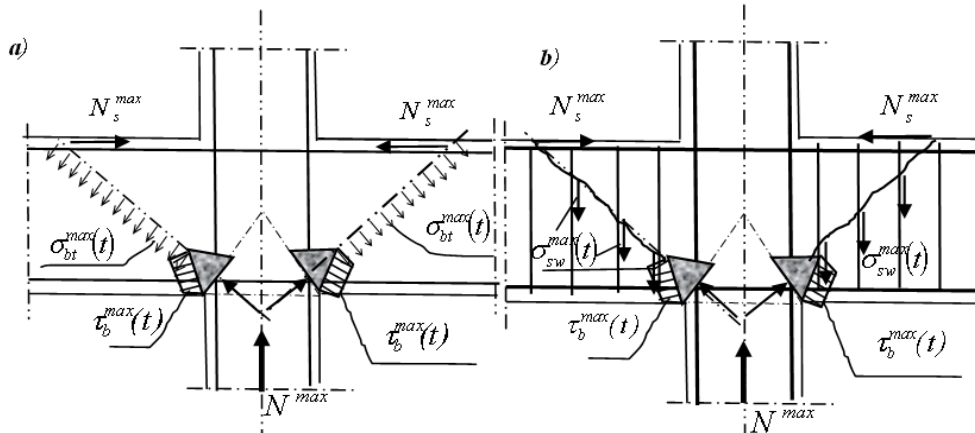


Рис. 7. Расчетные модели усталостного сопротивления железобетонной плиты на продавливание
Fig. 7. Calculation models of reinforced concrete slab fatigue resistance under punching-shear

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработана альтернативная теория выносливости железобетона, отвечающая современным требованиям строительной отрасли.
2. Изложены научные основы альтернативной теории выносливости ЖБК, назначены критерии предельного состояния ЖБК при МПН и разработаны расчетные модели усталостного сопротивления ЖБК.
3. Разработаны новая методика и методы расчета ЖБК на выносливость, учитывающие изменение НДС в процессе МПН, а также характер разрушения при МПН.
4. Разработанные методы расчета на выносливость необходимо внедрять в нормативную литературу. Это позволит повысить надежность проектирования ЖБК промышленных, энергетических, гидротехнических и транспортных зданий и сооружений при МПН., а также упростит СП 41 и СП 63 и улучшит их, избавив от весьма несовершенных методов расчета, т.е. это будет так же качественной актуализацией этих норм.
5. Применение нового СП, с заложенными в него новыми методами расчета выносливости, повысит расчетную несущую способность ЖБК при МПН и повысит эффективность применения современных ЖБК, а это приведет к экономии бетона и дорогостоящей арматуры, что, в конечном счете, приведет к снижению стоимости строительства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко В.М. Вопросы энергетической оптимизации железобетонных конструкций при динамическом нагружении // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2015. № 5. С. 34–38.
2. Зенин С.А., Крылов С.Б., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В. К актуализации методики расчета железобетонных конструкций по выносливости // Бетон и железобетон. 2021. № 1 (603). С. 17–22.
3. Крылов С.Б., Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Волков Ю.С., Цигулев А.О. Определение напряжений в арматуре железобетонных конструкций для расчета по предельному состоянию по усталости // Строительная механика и расчет сооружений. 2020. № 5 (292). С. 4–11.
4. Мирсаяпов Ил.Т. Физические модели усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил // Известия ВУЗов: «Строительство». Новосибирск, 2006. № 8. С. 4–13.

5. Мирсаяпов Ил.Т. Предел выносливости анкеровки арматуры // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2016. № 1. С. 37–42.
6. Мирсаяпов Ил.Т. Альтернативная теория выносливости железобетона // Известия КГАСУ. 2026. № 1.
7. Мирсаяпов Ил.Т. Напряженно-деформированное состояние в заделке арматуры при многократно повторяющихся нагрузках // Вестник МГСУ. М., 2016. № 5. С. 28–36.
8. Мирсаяпов Ил.Т., Анхадзе Г.Т., Симаков В.Д. Численный анализ нелинейного поведения железобетонных конструкций на твердотельных моделях : монография. Казань, 2023. 211 с.
9. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Шмаков С.Д., Лелетко Д.П., Чаганов А.Б. Фактическое напряженно-деформированное состояние железобетонного изгибаемого элемента на различных этапах нагружения // Бетон и железобетон. 2025. № 5 (630). С. 30–41.
10. Шарипов Р.Ш., Волков Ю.С., Зенин С.А., Крылов С.Б. К вопросу разработки требований к методике расчета железобетонных конструкций при действии многократно повторяющейся нагрузки // Бюллетень строительной техники. 2020. № 7. С. 53–56.
11. Шарипов Р.Ш., Зенин С.А., Крылов С.Б., Волков Ю.С. Оценка методов расчета железобетонных конструкций для предельного состояния по усталости // Вестник НИЦ «Строительство». 2020. № 4 (27). С. 148–159.
12. Augard E., Ferrier E., Michel L. Mechanical behavior of timber-concrete composite members under cyclic loading and creep // Eng. Struct. 2020. No. 210. P. 110289. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110289
13. Barclay L., Kowalsky M. Critical bending strain of reinforcing steel and the buckled bar tension test // ACI Materials Journal. 2019. No. 3 (116). Pp. 53–61. DOI: 10.14359/51715583
14. Chen E., Berrocal C.G., Löfgren I., Lundgren K. Correlation between concrete cracks and corrosion characteristics of steel reinforcement in pre-cracked plain and fiberrein forced concrete beams // Mater. Struct. Constr. 2020. No. 2 (53). DOI: 10.1617/s11527-020-0146
15. Choe G., Shinohara Y., Kim G., Lee S., Lee E., Nam J. Concrete corrosion cracking and transverse bar strain behavior in a reinforced concrete column under simulated marine conditions // Appl. Sci. 2020. No. 5 (10). DOI: 10.3390/app10051794
16. Gambarelli S., Ožbolt J. Interaction between damage and time-dependent deformation of mortar in concrete: 3D FE study at meso-scale // IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. 2019. No. 615. P. 012013. DOI: 10.1088/1757-899X/615/1/012013
17. Luo X., Tan Z., Chen Y. F., Wang Y. Comparative study on fatigue behavior between unbonded prestressed and ordinary reinforced reactive powder concrete beams // Mater. Test. 2019. No. 4 (61). Pp. 323–328. DOI: 10.3139/120.111323
18. Mirsayapov Il.T. Endurance of reinforced concrete beams with small shear spans // Lecture Notes in Civil Engineering. 2020. Pp. 763–775.
19. Song L., Fan Z., Hou J. Experimental and Analytical Investigation of the Fatigue Flexural Behavior of Corroded Reinforced Concrete Beams // Int. J. Concr. Struct. Mater. 2019. No. 1 (13). DOI: 10.1186/s40069-019-0340-5
20. Tang H., Chen Z., Avinesh O., Guo H., Meng Z., Engler-Pinto C., Kang H. Notch Insensitivity in Fatigue Failure of Chopped Carbon Fiber Chip-Reinforced Composites Using Experimental and Computational Analysis // Compos. Struct. 2020. No. 10 (16). P. 112280. DOI: 10.1016/j.compstruct.2020.112280
21. Zhang G., Zhang Y., Zhou Y. Fatigue Tests of Concrete Slabs Reinforced with Stainless Steel Bars // Advances in Materials Science and Engineering. 2018. No. 1. DOI: 10.1155/2018/5451398

REFERENCES

1. Bondarenko V.M. Issues of energy optimization of reinforced concrete structures under dynamic loading. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2015; 5:34-38. (In Russian).
2. Zenin S.A., Krylov S.B., Sharipov R.Sh., Kudinov O.V. On the updating of the method for calculating reinforced concrete structures for endurance. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2021; 1(603):17-22. (In Russian).
3. Krylov S.B., Zenin S.A., Sharipov R.Sh., Volkov Yu.S., Tsigulev A.O. Determination of stresses in reinforcement of reinforced concrete structures for calculation by the limit state of fatigue. *Structural Mechanics and Analysis of Structures*. 2020; 5(292):4-11. (In Russian).
4. Mirsayapov Il.T. Physical models of fatigue resistance of reinforced concrete bending elements under the action of transverse forces. *Proceedings of Universities: Construction*. Novosibirsk, 2006; 8:4-13. (In Russian).
5. Mirsayapov Il.T. Fatigue limit of reinforcement anchorage. *Earthquake-resistant Construction. Safety of Structures*. Moscow, 2016; 1:37-42. (In Russian).
6. Mirsayapov Il.T. Alternative theory of reinforced concrete endurance. *Proceedings of Kazan State University of Architecture and Engineering (KGASU)*. 2026; 1. (In Russian).
7. Mirsayapov Il.T. Stress-strain state in the embedment of reinforcement under repeated loads. *Vestnik MGSU*. 2016; 5:28-36. (In Russian).

8. Mirsayapov Il.T., Aphadze G.T., Simakov V.D. *Numerical analysis of nonlinear behavior of reinforced concrete structures on solid-state models : monograph*. Kazan, 2023; 211. (In Russian).
9. Trekin N.N., Kodysh E.N., Shmakov S.D., Leletko D.P., Chaganov A.B. Actual stress-strain state of a reinforced concrete bending element at various stages of loading. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2025;5(630):30-41. (In Russian).
10. Sharipov R.Sh., Volkov Yu.S., Zenin S.A., Krylov S.B. On the issue of developing requirements for the method of calculating reinforced concrete structures under repeated loading. *Bulletin of Construction Equipment*. 2020; 7:53-56. (In Russian).
11. Sharipov R.Sh., Zenin S.A., Krylov S.B., Volkov Yu.S. Evaluation of calculation methods for reinforced concrete structures for the limit state of fatigue. *Bulletin of Research Center "Construction"*. 2020; 4(27):148-159. (In Russian).
12. Augeard E., Ferrier E., Michel L. Mechanical behavior of timber-concrete composite members under cyclic loading and creep. *Eng. Struct.* 2020; 210:110289. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110289
13. Barclay L., Kowalsky M. Critical bending strain of reinforcing steel and the buckled bar tension test. *ACI Materials Journal*. 2019; 3(116):53-61. DOI: 10.14359/51715583
14. Chen E., Berrocal C.G., Löfgren I., Lundgren K. Correlation between concrete cracks and corrosion characteristics of steel reinforcement in pre-cracked plain and fiberrein forced concrete beams. *Mater. Struct. Constr.* 2020; 2(53). DOI: 10.1617/s11527-020-0146
15. Choe G., Shinohara Y., Kim G., Lee S., Lee E., Nam J. Concrete corrosion cracking and transverse bar strain behavior in a reinforced concrete column under simulated marine conditions. *Appl. Sci.* 2020; 5(10). DOI: 10.3390/app10051794
16. Gambarelli S., Özbolt J. Interaction between damage and time-dependent deformation of mortar in concrete: 3D FE study at meso-scale. *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2019; 615:012013. DOI: 10.1088/1757-899X/615/1/012013
17. Luo X., Tan Z., Chen Y.F., Wang Y. Comparative study on fatigue behavior between unbonded prestressed and ordinary reinforced reactive powder concrete beams. *Mater. Test.* 2019; 4(61):323-328. DOI: 10.3139/120.111323
18. Mirsayapov Il.T. Endurance of reinforced concrete beams with small shear spans. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2020; 763-775.
19. Song L., Fan Z., Hou J. Experimental and Analytical Investigation of the Fatigue Flexural Behavior of Corroded Reinforced Concrete Beams. *Int. J. Concr. Struct. Mater.* 2019; 1(13). DOI: 10.1186/s40069-019-0340-5
20. Tang H., Chen Z., Avinesh O., Guo H., Meng Z., Engler-Pinto C., Kang H. Notch Insensitivity in Fatigue Failure of Chopped Carbon Fiber Chip-Reinforced Composites Using Experimental and Computational Analysis. *Compos. Struct.* 2020; 10(16):112280. DOI: 10.1016/j.compstruct.2020.112280
21. Zhang G., Zhang Y., Zhou Y. Fatigue Tests of Concrete Slabs Reinforced with Stainless Steel Bars. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2018; 1. DOI: 10.1155/2018/5451398