



g-b-k.ru

ISSN 2949-1614 (Online)
ISSN 2949-1622 (Print)

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал



REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Scientific and Technical
Journal

2/14 2026

Железобетонные конструкции

2026 Том 14 № 2

Научно-технический журнал

Издается с 2023 г.

Свидетельство о регистрации СМИ ПИ № ФС 77 – 83679 от 26 июля 2022 г.

выдано Федеральной службой по надзору за соблюдением законодательства в сфере массовых коммуникаций и охране наследия

Учредитель: Федеральное государственное бюджетное учреждение высшего образования

«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»

Периодичность: 4 выпуска в год.

Языки: русский, английский.

Научно-технический журнал «Железобетонные конструкции» знакомит читателей с актуальными проблемами и исследованиями в области создания и совершенствования рациональных типов железобетонных конструкций, методов их расчета, а также эксплуатации и конструкционной безопасности.

Девиз научно-технического журнала «Железобетонные конструкции»: «Живучесть без компромиссов!»

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

Тамразян А.Г., член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

Акимов П.А., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ректор НИУ МГСУ, Москва, Россия

Тер-Мартirosян А.З., д-р техн. наук, профессор, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Дадаян Т.Л., д-р техн. наук, профессор, НУАСА, Ереван, Армения

Дуйнхэржав Я., д-р техн. наук, проф., Университет науки и технологий, Улан-Батор, Монголия

Ерофеев В.Т., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Кабанцев О.В., д-р техн. наук, профессор, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Каприелов С.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИЖБ А.А. Гвоздева, Москва, Россия

Келасьева Н.Г., канд. техн. наук, АО «ЦНИИПромзданий», Москва, Россия

Колчунов В.И., академик РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Крылов С.Б., академик РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИЖБ А.А. Гвоздева, Москва, Россия

Люблинский В.А., канд. техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Маляня Л.Р., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ДГТУ, Ростов-на-Дону, Россия

Меркулов С.И., член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., КГУ, Курск, Россия

Морозов В.И., член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., СПбГАСУ, Санкт-Петербург, Россия

Селяев В.П., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., МГУ им. Н.П. Огарева, Саранск, Россия

Смоляго Г.А., д-р техн. наук, проф., БГТУ им. В.Г. Шухова

Трауш В.И., академик РААСН, д-р техн. наук, профессор, ЗАО «Горпроект», Москва, Россия

Федоров В.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, профессор, РУТ (МИИТ), Москва, Россия

ОТВЕТСТВЕННЫЙ СЕКРЕТАРЬ

Савин С.Ю., канд. техн. наук, доцент, НИУ МГСУ, Москва, Россия

СОДЕРЖАНИЕ

ТЕОРИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

<i>Тамразян А.Г.</i> Анализ параметров, влияющих на сцепление арматуры с бетоном при коррозии	3
<i>Бедов А.И.</i> Напряженно-деформированное состояние сводов из каменной кладки	15
<i>Курнавина С.О., Васиховский М.В.</i> Влияние продольной силы при смене знака изгибающего момента	25
<i>Алзаибак К., Окольников Г.Э.</i> Экспериментальное исследование влияния опалубки Proster®21 на несущую способность и механизм разрушения коротких квадратных колонн при центральном сжатии	33
<i>Мирсаяпов И.Т.</i> Научные основы альтернативной теории выносливости железобетона	41

Редактор Савин С.Ю.

Дизайн обложки: Тамразян Г.А.

Компьютерная верстка: Домарова Е.В.

Адрес редакции:

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет
Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; тел. +7 (495) 287-49-14, доб. 3036; e-mail: em@gbk-journal.ru

Подписано в печать 29.06.2026. Выход в свет 30.06.2026. Формат 70×108/16
Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 4,81. Тираж 120 экз. Заказ № 185. Цена свободная.

Федеральное государственное бюджетное учреждение высшего образования
«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»

Отпечатано в типографии Издательства МИСИ – МГСУ

Российская федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26, корп. 8. Тел.: (499) 183-91-44, 183-67-92, 183-91-90.

© Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2026

Reinforced Concrete Structures*Zhelezobetonnyye konstruksii***2026 Vol. 14 Issue 2**

Scientific and Technical Journal

Published since 2023

Moscow State University of Civil Engineering

Media Registration Certificate of the Printed Edition No. FS 77 – 83679 dated 26 July 2022

Issued by the Federal Service for Supervision of Compliance with Legislation in the Field of Mass Communications and Heritage Protection

Published 4 issues per year.

Languages: Russian, English.

Scientific and technical journal “*Reinforced Concrete Structures*” introduces readers to current issues and research in the development and improvement of rational types of reinforced concrete structures, methods of their calculation, as well as operation and structural safety.

The motto of the scientific and technical journal “*Reinforced Concrete Structures*” (*Zhelezobetonnyye konstruksii*):

“Vulnerability without compromise!”

EDITORIAL BOARD**EDITOR-IN-CHIEF**

Ashot G. Tamrazyan, corresponding member of RAACS, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

Pavel A. Akimov, full member of RAACS, DSc, Prof., Rector of NRU MGSU, Moscow, Russia

Armen Z. Ter-Martirosyan, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

Dadayan T.L., DSc, Prof., NUASA, Yerevan, Armenia

Duinherzhav Ya., DSc., Prof., University of Science and Technology, Ulaanbaatar, Mongolia

Erofeev V.T., full member of RAACS, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

Oleg V. Kabantsev, DSc., Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

Semen S. Kaprielov, full member of RAACS, DSc., Prof., NIIZhB A.A. Gvozdev, Moscow, Russia

Nikolay G. Khasiev, Ph.D., JSC “TsNIIPromzdaniy”, Moscow, Russia

Vitaly I. Kolchunov, full member of RAACS, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

Sergey B. Krylov, full member of RAACS, DSc., Prof., NIIZhB A.A. Gvozdev, Moscow, Russia

Valeriy A. Lyublinsky, Ph.D. tech. Sciences, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

Levon R. Mailyan, full member of RAACS, DSc., Prof., DSTU, Rostov-on-Don, Russia

Sergey I. Merkulov, corresponding member of RAACS, DSc., Prof., KSU, Kursk, Russia

Valeriy I. Morozov, corresponding member of RAACS, DSc., Prof., SPbGASU, St. Petersburg, Russia

Vladimir P. Selyaev, full member of RAACS, DSc, Prof., Mordovia State University named after N.P. Ogareva, Saransk, Russia

Gennadiy A. Smolyago, DSc., Prof., BSTU named after V.G. Shukhov

Vladimir I. Travush, full member of RAACS, DSc, Prof., CJSC “Gorproekt”, Moscow, Russia

Victor S. Fedorov, full member of RAACS, DSc., Prof., RUT (MIIT), Moscow, Russia

MANAGING EDITOR

Sergei Y. Savin, Ph.D., associate prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

CONTENTS**THEORY OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE**

<i>Tamrazyan A.G.</i> Analysis Parameters Influence the Bond of Reinforcement to Concrete During Corrosion	3
<i>Bedov A.I.</i> Stress-Strain State of Masonry Vaults	15
<i>Kurnavina S.O., Vasihevskiy M.V.</i> Influence of Longitudinal Force at Change of Bending Moment Sign	25
<i>Alzaibak K., Okolnikova G.E.</i> Experimental Study on the Effect of Proster®21 Formwork on the Load-Bearing Capacity and Failure Mechanism of Short Square Columns under Concentric Compression	33
<i>Mirsaypov I.T.</i> Scientific Basis of the Alternative Theory of Reinforced Concrete Endurance	41

Copy Editor: Sergei Yu. Savin

Cover Design: George A. Tamrazyan

Layout Designer: Ekaterina V. Domarova

Editorial Address:

Moscow State University of Civil Engineering

26 Yaroslavskoe highway, Moscow, 129337, Russian Federation, tel.: +7 (495) 287-49-14, additional 3036; e-mail: em@gbk-journal.ru

Printing run 120 copies. Open price.

Moscow State University of Civil Engineering

26 Yaroslavskoe highway, Moscow, 129337, Russian Federation, tel.: +7 (495) 287-49-14, additional 3036; e-mail: em@gbk-journal.ru

Printed at Publishing House MISI – MGSU

Building 8, 26 Yaroslavskoe highway, Moscow, Russian Federation, 129337, tel. (499) 183-91-44, 183-67-92, 183-91-90.



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.2.3-14

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Анализ параметров, влияющих на сцепление арматуры с бетоном при коррозии

А.Г. Тамразян*

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Российская Федерация

*tamrazian@mail.ru

Ключевые слова: железобетон, коррозия, сцепление, профиль арматуры, диаметр, толщина защитного слоя

История статьи

Поступила в редакцию: 03.05.2026

Доработана: 21.05.2026

Принята к публикации: 26.05.2026

Для цитирования

Тамразян А.Г. Анализ параметров, влияющих на сцепление арматуры с бетоном при коррозии // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 14. № 2. С. 3–14.

Аннотация. Коррозия арматуры приводит не только к уменьшению ее поперечного сечения, но и, что более важно, к нарушению сцепления между сталью и бетоном. Продукты коррозии (ржавчина) имеют больший объем, чем исходный металл, что создает внутренние напряжения, растрескивание защитного слоя и, как следствие, потерю механического зацепления. В существующих нормативных документах учет коррозии сводится к простому уменьшению площади сечения арматуры. Однако, как показывают исследования, снижение сцепления наступает значительно раньше и прогрессирует быстрее, чем потеря металла. Следовательно, актуальной задачей является анализ параметров железобетонных элементов для минимизации негативного влияния коррозии на их сцепление и несущую способность. В статье рассмотрены влияние профиля и геометрии арматурного стержня, диаметра арматуры, расположение арматуры (верхняя или нижняя часть), толщины защитного слоя.

Analysis Parameters Influence the Bond of Reinforcement to Concrete During Corrosion

A.G. Tamrazyan*

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* tamrazian@mail.ru

Keywords: reinforced concrete, corrosion, bond, reinforcement profile, diameter, thickness of the protective layer

Article history

Received: 03.05.2026

Revised: 21.05.2026

Accepted: 26.05.2026

Abstract. Corrosion of reinforcement leads not only to a reduction in its cross-sectional area but, more importantly, to a disruption of the bond between steel and concrete. Corrosion products (rust) are larger in volume than the original metal, creating internal stress, cracking of the protective layer, and, consequently, a loss of mechanical adhesion. Existing regulatory documents reduce corrosion to a simple reduction in the cross-sectional area of the reinforcement. However, research shows that adhesion loss occurs significantly earlier and progresses more rapidly than metal loss.

Аиот Георгиевич Тамразян, член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: Tamrazian@mail.ru

© Тамразян А.Г., 2026



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

For citation

Tamrazyan A.G. Analysis Parameters Influence the Bond of Reinforcement to Concrete During Corrosion. *Reinforced concrete structures*. 2026; 2(14):3-14.

Therefore, analyzing the parameters of reinforced concrete elements to minimize the negative impact of corrosion on their adhesion and load-bearing capacity is a pressing issue. This article examines the influence of the profile and geometry of the reinforcement bar, the diameter of the reinforcement, the location of the reinforcement (upper or lower), and the thickness of the protective layer.

ВВЕДЕНИЕ

Фундаментальный вклад в понимание сцепления внес А.А. Гвоздев, который систематизировал известные к тому времени данные и обозначил ключевые направления дальнейших исследований [1].

В работе [2] предложена наиболее детализированная нелинейная модель сцепления, учитывающая не только максимальную прочность, но и полную ветвь деформирования: от упругой работы до остаточного трения. Эта модель широко используется при численном моделировании железобетонных конструкций в программных комплексах Abaqus, ANSYS и LS-DYNA.

Современный этап развития теории сцепления арматуры с бетоном связан с переходом от эмпирического описания сопротивления выдергиванию к рассмотрению сцепления как сложного процесса контактного взаимодействия в системе «арматура – бетон». В отечественной научной и нормативной литературе сцепление рассматривается как результат совместного действия адгезии, трения и механического зацепления арматуры с бетоном, при этом его значение определяется не только условиями анкеровки стержней, но и влиянием на трещиностойкость, деформативность и совместную работу материалов в железобетонном элементе [3].

В современных российских исследованиях особое внимание уделяется нелинейному характеру сцепления, связи между напряжениями сцепления и взаимным смещением арматуры относительно бетона, а также влиянию трещинообразования, поперечного армирования и коррозии на снижение прочности контактной зоны. Это позволило уточнить расчетные представления об анкеровке арматуры и работе железобетонных конструкций при эксплуатационных повреждениях.

В нормативных документах разных стран подходы к расчету сцепления (длины анкеровки) различаются, но базируются на общих физических принципах.

МЕТОД

Действующие нормы устанавливают базовые формулы для определения длины анкеровки, учитывающие прочность бетона на сжатие, класс арматуры, условия работы конструкции [3]:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}, \quad (1)$$

где R_{bond} — расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном;

η_1 — коэффициент, учитывающий влияние типа поверхности;

η_2 — коэффициент, учитывающий диаметр арматурного стержня;

R_{bt} — прочность бетона на осевое растяжение.

Однако нормативная методика не содержит явных поправок на коррозионное повреждение — деградация сцепления учитывается лишь косвенно, через снижение прочности материалов.

Ashot G. Tamrazyan, Corresponding Member of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: Tamrazian@mail.ru

Значительный вклад в отечественную теорию сцепления арматуры с бетоном внесен М.М. Холмянским [4]. Для определения силовых и геометрических величин, определяющих напряженно-деформированное состояние участка активного сцепления, смещение арматуры относительно бетона определяется решением следующего равенства:

$$\frac{d^2 g}{dx^2} = \frac{C_{bond}}{2} F(g), \quad (2)$$

где g — смещение арматуры относительно бетона в сечении с координатой x ;

$$C_{bond} = \frac{2 \cdot (1 + n \cdot \mu) \cdot P}{E_s \cdot A_s}. \quad (3)$$

где $n = E_s/E_b$ — отношение начальных модулей упругости арматуры и бетона;

$\mu = A_s/A_b$ — коэффициент армирования;

P — периметр сечения арматурного стержня;

A_s — площадь сечения арматурного стержня;

A_b — площадь бетонного сечения;

$F(g)$ — зависимость смещений арматуры относительно бетона g от напряжений сцепления

τ_{bond} .

Для решения уравнения (2) необходимо располагать еще одной зависимостью, имеющей вид:

$$\tau_{bond} = F(g). \quad (4)$$

Эту зависимость обычно называют законом сцепления или основным законом.

В работах [5, 6] выражение для расчета прочности сцепления имеет вид:

$$\frac{L_d}{d_b} = \frac{3R_s \alpha \beta \lambda \gamma}{(400,8R_b)^{1/2} (c + K_{tr})/d_b}, \quad (5)$$

где L_d — длина, см;

d_b — диаметр арматуры, см;

R_s — предел текучести арматуры, МПа;

α — коэффициент расположения арматуры (верхняя или нижняя часть);

β — коэффициент защитного слоя;

λ — коэффициент легкого заполнителя;

γ — коэффициент диаметра арматуры (0,8 для стержней Ø8 и меньше, и = 1 в остальных случаях);

$0,8R_b$ — прочность бетона на сжатие, МПа;

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} R_{sw}}{1500 S_n},$$

C'_{min} — минимальная толщина защитного слоя (нижнего и бокового), окружающего арматурный стержень, равная половине расстояния в свету между стержнями; минимальное значение из (C_b или C_{so}) и C_{si} (см);

A_{tr} — площадь каждого стержня или хомута, пересекающая потенциальную плоскость раскола, см²;

R_{sw} — предел текучести поперечной арматуры, МПа;

s — шаг поперечной арматуры, см;

n — количество арматурных стержней.

В работах [7, 8] предлагается наиболее продвинутая модель, основанная на нелинейной зависимости «напряжение сцепления – проскальзывание» (s — смещение), описываемой четырьмя участками (рис. 1).

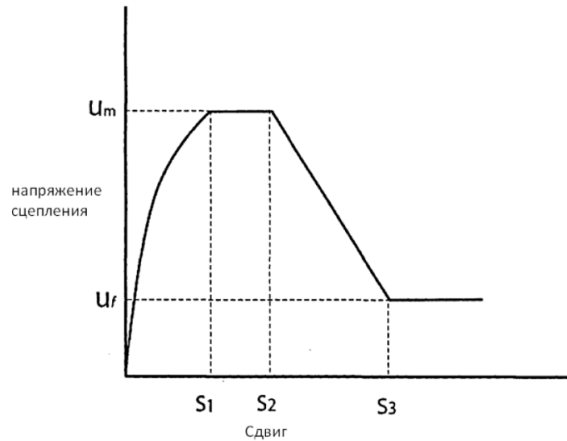


Рис. 1. Модель CEB (Comite Euro-International du Beton, 1991)

Fig. 1. Bond – Slip diagram according CEB model (Comite Euro-International du Beton, 1991)

1. Восходящая ветвь:

$$s \leq s_1 \quad u = u_m \left(\frac{s}{s_1} \right)^a \quad 0 \leq a \leq 1. \quad (6)$$

2. Плато:

$$s_1 < s \leq s_2; \quad u = u_m. \quad (7)$$

3. Нисходящая ветвь:

$$s_2 < s \leq s_3; \quad u = u_m - (u_m - u_f)[(s - s_2)/(s_3 - s_2)]. \quad (8)$$

4. Остаточное трение:

$$s > s_3; \quad u = u_f = \eta u_f, \quad 0 \leq \eta \leq 1. \quad (9)$$

Эта модель широко используется в численном моделировании поведения железобетонных конструкций.

В стандарте указано, что восходящая ветвь относится к этапу, на котором ребра арматуры упираются в цементную матрицу, что характеризуется локальным разрушением и микротрещиноватостью бетона. Следовательно, на восходящей ветви напряжение сцепления растет в соответствии с нелинейной функцией до момента, когда s равняется s_1 (уравнение 6). Горизонтальная линия между s_1 и s_2 обозначает прогрессивное разрушение и отрыв бетона между ребрами и, как правило, наблюдается только в случае бетона в закрытых формах. На этом этапе напряжение сцепления имеет постоянное максимальное значение (7). Нисходящая ветвь относится к снижению сопротивления сцепления вследствие появления трещин раскола вдоль стальной арматуры (8). На заключительном этапе горизонтальная часть представляет остаточную несущую способность сцепления, которая поддерживается наличием поперечной арматуры (9).

Соответствующие модели CEB параметры выражений (6)–(9) приведены в табл. 1.

В работе [9] в серии экспериментов показано, что при малых потерях массы (до 1–2 %) прочность сцепления может даже несколько возрасти за счет заполнения пор продуктами коррозии, однако при дальнейшем развитии коррозии наступает резкое падение.

В работе [10] провели испытания корродированных железобетонных балок. Было установлено, что коррозия арматуры влияет на характеристики бетонных балок, увеличивая прогиб и ширину трещин при рабочей нагрузке и снижая прочность при предельной нагрузке, коррозия изменяет характер разрушения: если неповрежденные балки разрушались при изгибе, то корродированные — в большинстве случаев из-за срыва сцепления при сдвиге (рис. 2). Кроме того, точечная коррозия арматурной стали оказалась наиболее значимым повреждением, приводящим к существенному снижению несущей способности.

Таблица 1 / Table 1

Параметры для определения отношения сцепления/сдвига
Parameters of Bond – Slip relations

Параметры	Неограниченный бетон		Обжатый бетон	
	Хорошее состояние сцепления	Другое состояние сцепления	Хорошее состояние сцепления	Другое состояние сцепления
S_1	0,6мм	0,6мм	1,0мм	1,0мм
S_2	0,6мм	0,6мм	3,0мм	3,0мм
S_3	1,0мм	2,5мм	Шаг ребер в чистоте	Шаг ребер в чистоте
α	0,4	0,4	0,4	0,4
$\tau_{\max}$	$2.0\sqrt{f_{ck}}$	$1.0\sqrt{f_{ck}}$	$2.5\sqrt{f_{ck}}$	$1.25\sqrt{f_{ck}}$
τ_f	$0.15\tau_{\max}$	$0.15\tau_{\max}$	$0.4\tau_{\max}$	$0.4\tau_{\max}$

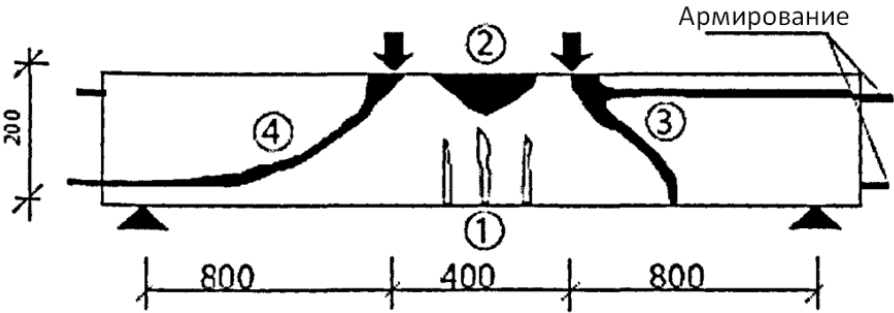


Рис. 2. Схема типов разрушения балок с корродированной арматурой: 1 — разрушение при изгибе (растянутая арматура в нижней зоне); 2 — разрушение в результате сдвливания бетона; 3 — разрушение при сдвиге; 4 — разрушение при сдвиге в сочетании с разрушением закрепления растянутых стержней
Fig. 2. Typical beam failure mechanisms under corrosion: 1 — flexural failure (tension rebars at bottom face); 2 — failure due to concrete crushing; 3 — shear failure; 4 — combination of shear failure and bond loss

В работах [11–13] исследовали зависимость «нагрузка – смещение» при различных степенях коррозии и установили, что при потере массы более 1 % наблюдается резкое снижение прочности сцепления.

В исследовании [14] выполнили систематические испытания на вырыв, установив корреляцию между содержанием хлоридов на уровне арматуры, потерей массы и остаточной прочностью сцепления. Предложили эмпирические уравнения для прогнозирования остаточного сцепления:

$$u = \left[0,35 + \frac{0,3c}{d_b} \right] (f'_c)^{\frac{1}{2}} - k(CL'), \quad (10)$$

$$u = \left[0,35 + \frac{0,3c}{d_b} \right] (f'_c)^{\frac{1}{2}} - k(CL), \quad (11)$$

где c — толщина защитного слоя;

d_b — диаметр арматуры;

f'_c — прочность бетона на сжатие;

CL' — содержание хлоридов, ML — потеря массы;

k — эмпирический коэффициент.

В исследовании [15] было установлено, что прочность сцепления между арматурой и бетоном уменьшается в процессе коррозии, поэтому требуется большая длина анкеровки арматуры. Соотношение толщины защитного слоя к диаметру арматуры (c/d_b) является ключевым параметром: с более высоким (c/d_b) отношением потеря прочности сцепления меньше.

В работах [16–18] исследовано влияние дефектов железобетонных конструкций на развитие коррозионных процессов арматуры и предложены подходы к моделированию величины коррозионных повреждений. В трудах [19, 20] исследовали несущую способность железобетонных внецентренно сжатых элементов при коррозионных повреждениях с учетом ползучести.

В работе [21] показано, что при напряжениях в арматуре, превышающих 0,6–0,7 от предела текучести, скорость коррозии возрастает в 2–3 раза. При этом снижение сцепления происходит не только из-за потери металла, но и из-за концентрации напряжений в местах питтингов, что приводит к преждевременному растрескиванию защитного слоя.

Питтинговая коррозия особенно опасна тем, что при относительно небольшой потере массы (5–7 %) может снижать прочность арматуры на растяжение на 30–40 %. Для оценки остаточного ресурса конструкций с питтинговой коррозией необходимо использовать вероятностные методы, учитывающие случайный характер распределения коррозионных поражений по длине стержня.

Обобщая результаты многочисленных исследований, можно выделить три стадии влияния коррозии на сцепление:

1. Начальная стадия (потеря массы < 1–2 %): возможно небольшое повышение сцепления.
2. Стадия растрескивания защитного слоя (потеря массы 2–5 %): резкое падение сцепления из-за образования продольных трещин.
3. Стадия полной деградации (потеря массы > 5–10 %): сцепление близко к нулю, стержень работает как гладкий.

Коррозионные повреждения становятся особенно опасными при возникновении дополнительных эксплуатационных нагрузок, таких как высокие температуры (пожар) или знакопеременные динамические воздействия (землетрясения). В этих условиях снижение сцепления происходит быстрее и может привести к внезапному разрушению конструкций [22, 23].

При нагреве бетона и арматуры (например, при пожаре) происходит снижение прочности материалов и ухудшение сцепления на границе раздела. Экспериментально установлено, что при температурах выше 300–400 °C сцепление может уменьшаться на 30–50 % и более. Коррозионные трещины в защитном слое дополнительно ускоряют прогрев арматуры, что усиливает негативный эффект.

При знакопеременных (сейсмических) нагрузках коррозия приводит к ускоренному накоплению повреждений, снижению пластичности и способности конструкции рассеивать энергию. Исследования [24, 25] показывают, что корродированные элементы при циклическом нагружении теряют несущую способность на 30–50 % быстрее, чем неповрежденные.

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ

Поскольку теория железобетона основана на передаче сцепления между стальной арматурой и окружающим бетоном, эта передача становится возможной благодаря сопротивлению, относительному перемещению или скольжению между бетоном и поверхностью заделанной стальной арматуры.

В работе [26] исследовалось влияние различной геометрии стержней на напряжение сцепления. Обнаружено, что передача напряжения от нагруженного конца к свободному концу была выше в случае гладких стержней, чем в случае ребристых. Кроме того, замечено, что напряжение в ребристом стальном стержне было выше вблизи нагруженного конца, чем в гладких стержнях, и это можно объяснить увеличением сопротивления сцепления за счет действия ребер, чего нет у гладких стержней.

В работе [27] проведено исследование с целью оценки влияния состояния поверхности стальных стержней на сцепление между арматурным стержнем и бетоном. Целью исследования было изучение влияния различной степени ржавчины на поверхности стального стержня и соответствующего влияния на сцепление с бетоном. Стержни нескольких диаметров подвергались воздействию атмосферных факторов. Результаты показывают, что стержень диаметром 16 мм не изменил сцепление с бетоном, тогда как 32-миллиметровый стержень показал незначительное увеличение в сцеплении с бетоном. Это объясняется меньшим диаметром стержней, которое продемонстрировало некоторое заполнение ржавчиной между выступками, что привело к эффекту плоской поверхности по сравнению с ребристыми стержнями, в то время как при больших диаметрах увеличение шероховатости из-за воздействия атмосферы и образования ржавчины слегка увеличивало сцепление.

Геометрия деформаций арматурного стержня играет существенную роль в прочности сцепления. Исследованиями в работе [28] установлено, что увеличение высоты ребра и уменьшение расстояния между ребрами увеличивает соотношение площади опоры ребра к площади сдвига ребра, что улучшает характеристики сцепления. Это отношение называется относительной площадью ребра R_r :

$$R_r = \frac{A_{rib,proj}}{\pi d_b c_r}, \quad (12)$$

где $A_{rib,proj}$ — площадь проекции ребра (перпендикулярно оси стержня) (мм^2);

d_b — номинальный диаметр стержня (мм);

c_r — расстояние между центрами ребер (мм).

Для стандартной арматуры периодического профиля R_r обычно составляет 0,05–0,10 [29].

Влияние R_r на прочность сцепления было детально исследовано в работе [30]. Установлено, что увеличение R_r на 50 % может повысить прочность сцепления на 20–30 %. Однако при очень высоких значениях R_r (более 0,12–0,14) может происходить разрушение бетона по сдвигу между ребрами, что ограничивает дальнейшее повышение сцепления.

В работе [28] удалось успешно соотнести вид разрушения сцепления с геометрическим параметром a/c (отношение высоты ребра к расстоянию между ребрами). При соотношении $a/c > 0,15$ вероятно разрушение вследствие среза бетонных шпонок и дальнейшего вытягивания арматуры из бетона по причине частого расположения ребер или большой высоты ребер. При соотношении $a/c < 0,15$ вероятно разрушение вследствие раскалывания окружающего бетона. Два вида разрушений, связанные с особенностями периодического профиля, показаны на рис. 3.

Также выявлено, что для стержня высотой «а», погруженного в бетон на расстояние «с», наибольшая прочность достигалась при отношении a/c около 0,065. В деформационных требованиях зарубежных нормативных документов приведен следующий диапазон значений a/c :

$$0,057 < a/c < 0,072. \quad (13)$$

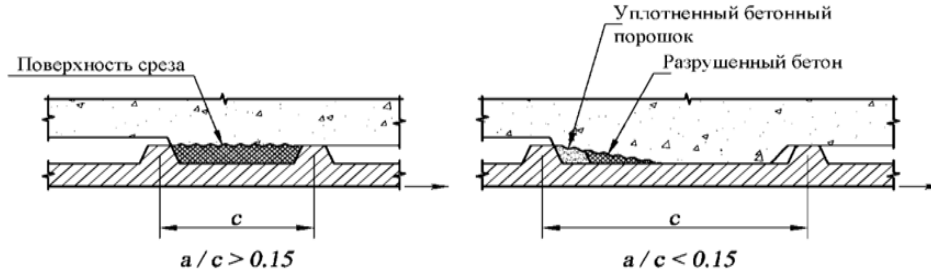


Рис. 3. Виды разрушений бетонных консолей между поперечными ребрами арматурной стали
Fig. 3. Failure mechanisms for concrete between steel rebar ribs

В работах [28, 29] показано, что для стержней с большим углом наклона боковых граней ребер (более 40 градусов к осям стержней) сдвиг возникает только из-за сжатия бетона перед ребром стержня, а для стержней с плоскими ребрами (т.е. с небольшим углом наклона боковых граней ребер) сдвиг возникает со скольжением ребер относительно бетона, так как ребро старается оттолкнуть бетон от стержня. Если угол наклона ребра составляет 90°, то вся сцепка между стальным стержнем и бетоном будет обеспечиваться за счет опоры бетонного выступа, и трение между бетоном и сталью будет ненужным. Однако угол наклона ребра стального стержня, равный 90°, может привести к недостаточному уплотнению бетона перед ребром, что отрицательно повлияет на прочность сцепления. В то время как у гладких стержней прочность сцепления обеспечивается за счет трения и адгезии между стальным стержнем и окружающим бетоном, и их отсутствие разрушит сцепление.

Изучение напряженно-деформированного состояния бетона в области силового взаимодействия с арматурой проводилось также в работе [30]. Стержни арматурной стали периодического профиля диаметром $d = 14, 25, 36$ мм, заделанные в бетоне на глубину $10d$, вытягивались из бетонных массивов размером $500 \times 1000 \times 2000$ мм. Особенность методики проведения испытаний заключалась в том, что в бетоне в зоне силового взаимодействия с арматурой в трех сечениях по длине заделки по линии трех окружностей, проведенных на разных расстояниях от оси стержня, замерялись при помощи тензорезисторов тангенциальные и вертикальные деформации бетона.

По результатам испытаний были сделаны попытки определить радиус проникновения контактных трещин и установить особенности деформирования бетона в зоне контакта. Автор заключает, что контактные трещины в бетоне, развивающиеся от вершин поперечных выступов периодического профиля стержневой арматуры при напряжениях в ней 100 МПа, стабилизируются на расстоянии около двух диаметров стержня, а смещения арматуры относительно бетона, находящегося в 1,5 мм от ее поверхности, практически равны нулю, т.е. бетон, находящийся рядом со стержнем, перемещается совместно с арматурой.

В работе [10] на основе статистического анализа 62 балок разработали выражение для определения длины анкеровки. Для балок без поперечной арматуры полная сила сцепления определяется следующим образом:

$$\frac{L_d}{d_b} = \frac{(R_s / (0,8R_b)^{1/2} - 200)}{12(C'_{\min} + 0,4d_b)}, \quad (14)$$

Для стержней, ограниченных поперечной арматурой, выражение дополняется членом, учитывающим вклад хомутов:

$$\frac{L_d}{d_b} = \frac{(R_s / (0,8R_b)^{1/2} - 200)}{12[(C'_{\min} + 0,4d_b) + (A_{tr}R_{sw}/1500sn)]}, \quad (15)$$

где $0,8R_b$ — прочность бетона на сжатие (МПа);

L_d — длина арматурного стержня/длина стыка (см);

$C'_{\min}$ — минимальная толщина защитного слоя бетона, окружающего арматурный стержень, или половина расстояния в свету между стержнями, минимум C_{si} и (C_b или C_{so}) (см);

d_b — диаметр стержня (см);

A_{tr} — площадь каждого стержня или стяжки, пересекающей потенциальную плоскость раскола (см²);

s — расстояние между поперечными арматурными стержнями (см);

n — количество стержней, подвергаемых обработке или сращиванию;

R_s — заданный предел текучести испытуемого стержня (МПа);

R_{sw} — предел текучести поперечной арматуры (МПа).

Уравнения (14) и (15) применимы только к случаям, когда определяющим фактором является разрушение в результате раскола, а не вырыва. Таким образом, применение этих двух уравнений ограничивается следующим условием:

$$\frac{1}{d_b \left[(C'_{\min} + 0,4d_b) + (A_{tr} R_{sw} / 1500sn) \right]} \leq 2,5, \quad (16)$$

В работе [24] установлено, что формула $R_b^{1/4}$ обеспечивает более точное представление прочности бетона при развитии сцепления, чем используемая ранее $R_b^{1/2}$. Также включено в формулы влияние относительной площади ребер R_r , которое ранее не учитывалось, поскольку замечено, что этот фактор оказывает значительное влияние на прочность сцепления стержней, ограниченных поперечной арматурой, а также расширена база данных, включающая образцы из высокопрочного бетона (R_b до 100 МПа), и предложены следующие выражения.

Для стержней, не ограниченных поперечной арматурой:

$$\frac{L_d}{d_b} = \frac{\left(R_s / (0,8R_b)^{1/4} - 2350 \left[0,1(C'_{\max} / C'_{\min}) + 0,9 \right] \right)}{76,3(C'_{\min} + 0,5d_b) \left[0,1(C'_{\max} / C'_{\min}) + 0,92 \right]} \bigg/ d_b, \quad (17)$$

Для стержней, ограниченных поперечной арматурой:

$$\frac{L_d}{d_b} = \frac{\left(R_s / (0,8R_b)^{1/4} - 2350 \left[0,1(C'_{\max} / C'_{\min}) + 0,9 \right] \right)}{76,3(C'_{\min} + 0,5d_b) \left[0,1(C'_{\max} / C'_{\min}) + 0,92 \right] + (0,52t_y t_d A_{tr} / sn) (0,8R_b)^{1/2}} \bigg/ d_b, \quad (18)$$

где $C_{\max}$ — максимум из (C_b , C_s);

C_b — толщина бетонного покрытия снизу;

C_s — минимум из (C_{so} , $C_{si} + 0,25$);

C_{so} — толщина бетонного покрытия сбоку;

C_{si} — половина чистого расстояния между стержнями;

$C_{\min}$ — минимум из (C_b , C_s);

$$t_r = 9,6R_r + 0,28 < 1,72 \text{ и } t_d = 0,72d_b + 0,28;$$

N — общее количество хомутов в пределах расчетной длины;

R_r — относительная площадь ребер — это отношение площади опоры (проекция площади ребер на плоскость, перпендикулярную оси стержня) к площади сдвига (площади поверхности стержня между двумя соседними ребрами).

В табл. 2 представлены результаты сравнения различных моделей на основе базы данных из 478 испытаний с нижней установкой арматуры [5].

Таблица 2 / Table 2

Сравнение экспериментальных и расчетных значений для стержней,
не ограниченных поперечной арматурой
Comparison of experimental and calculated results for longitudinal steel rebars
non-confined with transverse reinforcement

Модель	Максимум	Минимум	Среднее	Коэффициент вариации
[8]	1,555	0,505	1,030	0,202
[23]	1,383	0,528	1,014	0,187
[25]	1,342	0,719	1,020	0,116
[29]	1,304	0,729	1,010	0,111
[5]	1,288	0,724	1,000	0,111

Наилучшие результаты (коэффициент вариации 0,111) обеспечивают модели [5,24]. Учет прочности бетона в степени 1/4 вместо 1/2 позволил значительно снизить разброс результатов для бетонов разной прочности.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Рекомендуемое отношение c/d_b должно составлять не менее 2,5–3,0 для нормальных условий и 3,0–4,0 для агрессивных сред. Увеличение c/d_b с 2,0 до 3,5 позволяет замедлить рост коррозионных трещин в 1,5–2 раза.

Для повышения сцепления целесообразно использовать арматуру с увеличенной относительной площадью ребер R_r (0,10–0,12 вместо 0,05–0,07). Это позволяет повысить механическое зацепление на 20–30 % при незначительном увеличении расхода металла.

Увеличение толщины защитного слоя на 10–15 мм повышает расход бетона на 5–10 %, но может увеличить срок службы конструкции в агрессивной среде в 1,5–2 раза. Увеличение класса бетона с B25 до B35 повышает стоимость на 10–15 %, но снижает скорость коррозии в 2–3 раза.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гвоздев А.А. Состояние и задачи исследования сцепления арматуры с бетоном // Бетон и железобетон. 1968. № 12. С. 1–4.
2. fib Model Code for Concrete Structures 2010. Berlin : Ernst & Sohn, 2013. 434 p.
3. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения = Concrete and reinforced concrete structures. General requirements : актуализированная редакция СНИП 52-01-2003. М. : Минстрой России, 2018. 87 с.
4. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. М. : Стройиздат, 1981. 184 с.
5. ACI Committee 408. Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension (ACI 408R-03). Farmington Hills : American Concrete Institute, 2003. 49 p.
6. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02). Farmington Hills : American Concrete Institute, 2002. 443 p.
7. Тамразян А.Г., Фаликман В.Р. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ // Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71–77.
8. Orangun C.O., Jirsa J.O., Breen J.E. A reevaluation of test data on development length and splices // ACI Journal Proceedings. 1977. Vol. 74. No. 3. Pp. 114–122. DOI: 10.14359/10973
9. Almusallam A.A., Al-Gahtani A.S., Aziz A.R., Rasheeduzzafar. Effect of reinforcement corrosion on bond strength // Construction and Building Materials. 1995. Vol. 10. No. 2. Pp. 123–129. DOI: 10.1016/0950-0618(95)00009-7
10. Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J. Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement // Construction and Building Materials. 1997. Vol. 11. No. 4. Pp. 239–248. DOI: 10.1016/S0950-0618(97)00039-4

11. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой // Строительство и реконструкция. 2022. № 1 (99). С. 89–98.
12. Мацевич Т.А., Андреев И.Ф. Конечно-элементная модель диффузии хлорида в предварительно напряженной корродированной арматуре железобетонных конструкций // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. № 11. С. 1462–1470.
13. Auyeung Y., Balaguru P., Chung L. Bond behavior of corroded reinforcing bars // ACI Structural Journal. 2000. Vol. 97. No. 2. Pp. 214–220. DOI: 10.14359/845.
14. Amleh L. Deterioration of bond between reinforcing steel and concrete due to corrosion : PhD thesis. Montreal : McGill University, 2000. 266 p.
15. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The Effect of Reinforcement Corrosion on The Adhesion Between Reinforcement and Concrete // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 4 (80). С. 128–137.
16. Тамразян А.Г., Попов Д.С. Напряженно-деформированное состояние коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при динамическом нагружении // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 2. С. 19–26.
17. Смоляго Г.А., Фролов Н.В. Современные подходы к расчету остаточного ресурса изгибаемых железобетонных элементов с коррозионными повреждениями // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2019. № 6. С. 88–100. DOI: 10.31675/1607-1859-2019-21-6-88-100
18. Савин С.Ю., Колчунов В.И., Федорова Н.В. Несущая способность железобетонных внецентренно сжатых элементов каркасов зданий при коррозионных повреждениях в условиях особых воздействий // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 46–54. DOI: 10.22227/2949-1425.2023.1.46-54
19. Тамразян А.Г. К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26–27.
20. Попеско А.И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии. СПб. : СПбГАСУ, 1996. 182 с.
21. Cairns J., Plizzari G.A., Du Y., Law D. W., Franzoni C. Mechanical Properties of Corrosion-Damaged Reinforcement // ACI Materials Journal. 2005. Vol. 102. No. 4. Pp. 256–264. DOI: 10.14359/14609
22. Тамразян А.Г., Баряк Д.С. Анализ остаточных напряжений в коррозионно-поврежденных железобетонных элементах после огневого воздействия // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования – 2024 : сб. докладов V Нац. науч. конф. М. : НИУ МГСУ, 2025. С. 17–21.
23. Darwin D., McCabe S.L., Idun E.K., Schoenekase S.P. Development Length Criteria: Bars Not Confined by Transverse Reinforcement // ACI Structural Journal. 1992. Vol. 89. No. 6. Pp. 709–720.
24. Тамразян А.Г., Кудрявцев М.В. Экспериментальное исследование поведения коррозионно-поврежденных колонн при знакопеременном малоцикловом нагружении // Системные технологии. 2025. № 1 (54). С. 5–15.
25. Darwin D., Ebeneze K.G. Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars // ACI Structural Journal. 1993. Vol. 90. No. 6. Pp. 646–657.
26. Maslehuddin M., Ibrahim M. Allam, Ghazi J. Al. Sulaimani, Abdulaziz L. Al-Mana, Sahel N. Abdulijauwad. Effect of Rusting of Reinforcing Steel on its Mechanical Properties and Bond with Concrete // ACI Journal. 1990. No. 87-M53. Pp. 496–500
27. Rehm G. Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton // Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 1961. No. 138. 80 p.
28. Lutz L. A., Gergely P., Winter G. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete // ACI Journal Proceedings. 1966. Vol. 63. No. 11. Pp. 711–721. DOI: 10.14359/7590
29. Darwin D., Tholen M.L., Idun E.K., Zhuo J. Development length criteria for conventional and high relative rib area reinforcing bars // ACI Structural Journal. 1996. Vol. 93. No. 3. Pp. 347–359. DOI: 10.14359/1410
30. Овчинников И.Г., Петров В.В. Определение долговечности элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой // Строительная механика и расчет сооружений. 1982. № 5. С. 28–34.

REFERENCES

1. Gvozdev A.A. Status and Objectives of Research into the Adhesion of Reinforcement to Concrete. *Concrete and Reinforced Concrete*. 1968; 12:1-4.
2. fib Model Code for Concrete Structures 2010. Berlin, Ernst & Sohn, 2013; 434.
3. SP 63.13330.2018. Concrete and Reinforced Concrete Structures. General Requirements : Updated Version of SnIP 52-01–2003. Moscow, Ministry of Construction of Russia, 2018; 87. (In Russian).
4. Kholmyansky M.M. *Contact of Reinforcement with Concrete*. Moscow, Stroyizdat, 1981; 184. (In Russian).

5. ACI Committee 408. Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension (ACI 408R-03). Farmington Hills, American Concrete Institute, 2003; 49.
6. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02). Farmington Hills, American Concrete Institute, 2002; 443.
7. Tamrazyan A.G., Falikman V.R. Basic requirements for the design of reinforced concrete structures according to the FIB Model Code. *Building and Reconstruction*. 2016; 3(65):71-77. (In Russian).
8. Orangun C.O., Jirsa J.O., Breen J.E. A reevaluation of test data on development length and splices. *ACI Journal Proceedings*. 1977; 74(3):114-122. DOI: 10.14359/10973
9. Almusallam A.A., Al-Gahtani A.S., Aziz A.R., Rasheeduzzafar Effect of reinforcement corrosion on bond strength. *Construction and Building Materials*. 1995; 10(2):123-129. DOI: 10.1016/0950-0618(95)00009-7
10. Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J. Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement. *Construction and Building Materials*. 1997; 11(4):239-248. DOI: 10.1016/S0950-0618(97)00039-4
11. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Reliability analysis of reinforced concrete slab with corroded reinforcement. *Building and Reconstruction*. 2022; 1(99):89-98. (In Russian).
12. Matseevich T.A., Andreev I.F. Finite element model of chloride diffusion in prestressed corroded reinforcement of reinforced concrete structures. *Vestnik MGSU*. 2022; 17(11):1462-1470. (In Russian).
13. Auyeung Y., Balaguru P., Chung L. Bond behavior of corroded reinforcing bars. *ACI Structural Journal*. 2000; 97(2):214-220. DOI: 10.14359/845
14. Amleh L. *Deterioration of bond between reinforcing steel and concrete due to corrosion : PhD thesis*. Montreal, McGill University, 2000; 266.
15. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The Effect of Reinforcement Corrosion on The Adhesion Between Reinforcement and Concrete. *Magazine of Civil Engineering*. 2018; 4(80):128-137.
16. Tamrazyan A.G., Popov D.S. Stress-strain state of corrosion-damaged reinforced concrete elements under dynamic loading. *Industrial and civil engineering*. 2019; 2:19-26. (In Russian).
17. Smolyago G.A., Frolov N.V. Modern approaches to calculating the residual life of bending reinforced concrete elements with corrosion damage. *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2019; 6:88-100. DOI: 10.31675/1607-1859-2019-21-6-88-100 (In Russian).
18. Savin S.Yu., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Bearing capacity of reinforced concrete eccentrically compressed elements of building frames with corrosion damage under special impacts. *Reinforced concrete structures*. 2023; 1(1):46-54. DOI: 10.22227/2949-1425.2023.1.46-54 (In Russian).
19. Tamrazyan A.G. On the calculation of reinforced concrete elements taking into account creep and aging based on a rheological model of concrete. *Industrial and civil engineering*. 2012; 7:26-27. (In Russian).
20. Popesko A.I. *Performance of reinforced concrete structures subject to corrosion*. St. Petersburg, SPbGASU, 1996; 182. (In Russian).
21. Cairns J., Plizzari G.A., Du Y., Law D.W., Franzoni C. Mechanical Properties of Corrosion-Damaged Reinforcement. *ACI Materials Journal*. 2005; 102(4):256-264. DOI: 10.14359/14609
22. Tamrazyan A.G., Baryak D.S. Analysis of residual stresses in corrosion-damaged reinforced concrete elements after fire exposure. *Actual problems of the construction industry and education – 2024 : collection of reports of the V National scientific conference*. Moscow, NRU MGSU, 2025; 17-21. (In Russian).
23. Darwin D., McCabe S.L., Idun E.K., Schoenekase S.P. Development Length Criteria: Bars Not Confined by Transverse Reinforcement. *ACI Structural Journal*. 1992; 89(6):709-720.
24. Tamrazyan A.G., Kudryavtsev M.V. Experimental Study of the Behavior of Corrosion-Damaged Columns under Alternating Low-Cycle Loading. *System Technologies*. 2025; 1(54):5-15. (In Russian).
25. Darwin D., Ebeneze K.G. Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars. *ACI Structural Journal*. 1993; 90(6):646-657.
26. Maslehuddin M., Ibrahim M. Allam, Ghazi J. Al. Sulaimani, Abdulaziz L. Al-Mana, Sahel N. Abduljauwad. Effect of Rusting of Reinforcing Steel on its Mechanical Properties and Bond with Concrete. *ACI Journal*. 1990; 87-M53:496-500.
27. Rehm G. Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. 1961; 138:80.
28. Lutz L.A., Gergely P., Winter G. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. *ACI Journal Proceedings*. 1966; 63(11):711-721. DOI: 10.14359/7590
29. Darwin D., Tholen M.L., Idun E.K., Zhuo J. Development length criteria for conventional and high relative rib area reinforcing bars. *ACI Structural Journal*. 1996; 93(3):347-359. DOI: 10.14359/1410
30. Ovchinnikov I. G., Petrov V.V. Determination of the durability of structural elements interacting with an aggressive environment. *Structural mechanics and calculation of structures*. 1982; 5:28-34. (In Russian).



УДК 692.233.25

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.2.15-24

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Напряженно-деформированное состояние сводов из каменной кладки

А.И. Бедов*

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Российская Федерация

* BedovAI@mgsu.ru

Ключевые слова: каменная кладка, напряженно-деформированное состояние, линейный и нелинейный расчеты

История статьи

Поступила в редакцию: 12.05.2026

Доработана: 17.05.2026

Принята к публикации: 20.05.2026

Для цитирования

Бедов А.И. Напряженно-деформированное состояние сводов из каменной кладки // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 14. № 2. С. 15–24.

Аннотация. В настоящее время в связи с реставрацией архитектурных памятников и религиозных сооружений, а также в связи со строительством таких объектов, как православные церкви, изучение работы арок и сводов приобретает особое значение. За последние десятилетия в практику расчета и проектирования строительных конструкций вошло использование универсального программного обеспечения для ПК, что позволило значительно улучшить расчетные модели, максимально приблизив их функционирование к работе реальной конструкции. Одним из наиболее распространенных видов сводов являются сомкнутые (монастырские), состоящие из двух пересекающихся цилиндров с одинаковым подъемом и опирающиеся на четыре стороны. Расчетная схема сомкнутого свода может рассматриваться в общем случае как система элементарных полуарок, образующих лотки и передающих распор в условные диагональные ребра свода, а при наличии центрального светового барабана и в его опорное кольцо. Показано, что расчет рассматриваемых конструкций в нелинейной формулировке существенно влияет на их напряженно-деформированное состояние. Значения прогибов имеют существенные различия в линейной и нелинейной формулировках. При расчете рассматриваемых каменных сводов (особенно тех, которые имеют большую высоту) рекомендуется учитывать физические и геометрические нелинейности.

Stress-Strain State of Masonry Vaults

A.I. Bedov*

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* BerlinovaMN@mgsu.ru

Анатолий Иванович Бедов, кандидат технических наук, профессор, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 1859-3141, Scopus: 57200276743, ORCID: 0000-0003-4016-7377, E-mail: BedovAI@mgsu.ru

© Бедов А.И., 2026



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

Keywords: masonry, stress-strain state, linear and nonlinear calculations

Article history

Received: 12.05.2026

Revised: 17.05.2026

Accepted: 20.05.2026

For citation

Bedov A.I. Stress-Strain State of Masonry Vaults. *Reinforced concrete structures*. 2026; 2(14):15-24.

Abstract. Due to the restoration of architectural monuments and religious buildings, as well as in connection with the construction of such facilities as Orthodox churches, the study of arches and vaults operation becomes especially important nowadays. Over the last decades the practice of calculation and engineering of building structures has included the use of universal PC software, that made it possible to significantly improve the calculation models, bringing their functioning as close as possible to the operation of the actual structure. One of the most common types of vaults is the domical vault consisting of two intersecting cylinders with the same elevation and resting on four sides. The calculation scheme of a domical vault may be considered in general as a system of elementary semi-arches, forming troughs and transferring the strut to the conditional diagonal ribs of the vault if there is a central light drum and the support ring thereof. The calculation of the considered structures in a nonlinear formulation significantly affects their stress-strain state. The values of deflections are found to have significant differences in linear and nonlinear formulations. Calculations of masonry vaults under consideration (especially those with large elevation heights) are recommended to be made with consideration of physical and geometrical nonlinearities.

ВВЕДЕНИЕ

Своды из каменных кладок впервые были применены римлянами и персами и в течение двух с половиной тысяч лет вплоть до внедрения металла и железобетона были основным видом перекрытий в зданиях гражданской, культовой и оборонной архитектуры. Арки и своды были также главным эстетическим элементом в римской, византийской, романской, готической и ренессансной архитектуре.

Сводами обычно именуются арочные распорные конструкции сплошного сечения, протяженность которых в направлениях, перпендикулярных оси, соизмерима с пролетом. Арки представляют собой частный случай свода, его плоскую модель.

В настоящее время в связи с работами по реставрации памятников архитектуры и культовых сооружений, а также в связи с возведением объектов, как православные храмы, исследование работы арок и сводов приобретает особую актуальность [1–9].

Несмотря на бурное развитие новейших строительных технологий при строительстве храмов применение этих новых технологий следует ограничивать и ориентироваться на применение традиционных материалов. В частности, стены и свод храмов рекомендуется выполнять из полнотелого кирпича. Это обусловлено двумя причинами. Первая причина связана с символическим значением каждого конструктивного или архитектурного элемента храма. Так, все конструктивные элементы храма должны состоять из отдельных кирпичей, так же как основу церкви образует множество верующих людей. Как правило, в пустом храме постоянно поддерживается расчетная температура 14–16 °С. Однако с началом службы, когда в храме собирается 150 и более человек, микроклиматические параметры резко изменяются. Как минимум два раза в день конструктивные элементы и отдельные материалы подвергаются сильнейшим влажно- и термоударам. Кроме этого, на свойствах кладки отражается и применение для нее известкового раствора с добавлением цемента, так как современные экономические условия производства строительных материалов не позволяют придать известу необходимые вяжущие свойства [10, 11].

За последние десятилетия в практику расчета и проектирования строительных конструкций вошло использование универсальных программных комплексов для ЭВМ, что позволило существенно уточнить расчетные модели, максимально приблизив их работу к работе реальной конструкции [12–15].

Anatoly I. Bedov, Candidate of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 1859-3141, Scopus: 57200276743, ORCID: 0000-0003-4016-7377, E-mail: BedovAI@mgsu.ru

МЕТОД

Развитие программных комплексов для расчета конструкций дает возможность проанализировать работу под нагрузкой арок и сводов практически любой конфигурации. При выборе криволинейной образующей свода следует иметь в виду, что чем выше подъем дуги, тем меньше распорное усилие сводов, передаваемое на стены и опоры. Одним из наиболее распространенных видов сводов являются сомкнутые (монастырские), состоящие из двух пересекающихся цилиндров с одинаковым подъемом и опирающиеся на четыре стороны (рис. 1).

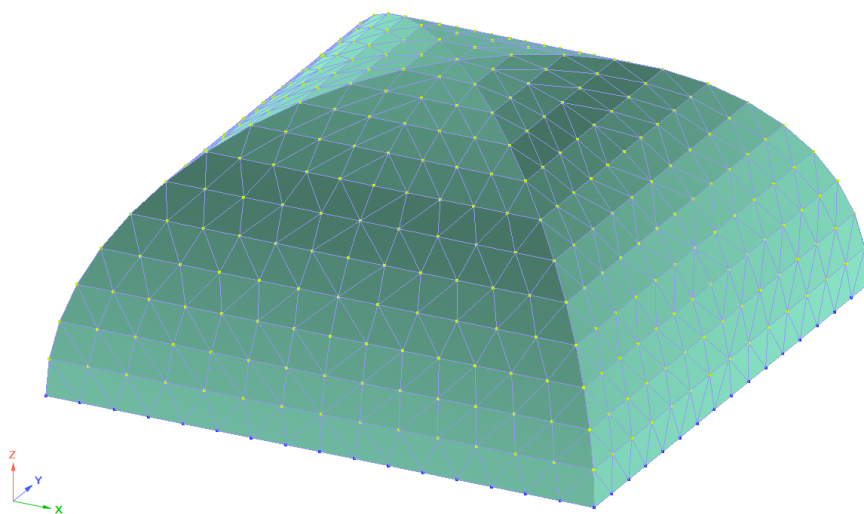


Рис. 1. Геометрическая модель сомкнутого свода

Fig. 1. Geometric model of a closed vault

Рассматриваемый в настоящей работе сомкнутый свод образуется наклонными по заданной кривой продолжения стен, сходящимися в горизонтальной щельке при прямоугольном плане или в одной точке при квадратном плане. Сомкнутый свод является производным от свода цилиндрического и передает на стены вертикальное давление и распор по всей длине (рис. 1).

В соответствии с работой [16] расчетная схема сомкнутого свода может рассматриваться в общем случае как система элементарных полуарок, образующих лотки и передающих распор в условные диагональные ребра свода, а при наличии центрального светового барабана и в его опорное кольцо. Нижней опорой (пятой) полуарки передают распор и грузовое давление на опорное кольцо.

Учитывая, что рассматриваемое конструктивное исполнение свода относится к криволинейным, необходимо учитывать ряд операций для их формирования. Так, при разбиении криволинейных поверхностей на конечные элементы можно руководствоваться следующими допущениям: элемент криволинейной поверхности можно считать плоским, если для него соблюдается неравенство $r = a^2/t$, где r — радиус кривизны поверхности; a — размер элемента; t — толщина поверхности;. То есть при разбиении свода на конечные элементы необходимо соблюдать условие:

$$a \leq (r \cdot t)^{1/2}. \quad (1)$$

Расчет выполняется в программе ПК ЛИРА САПР. Сторону оболочки разбиваем минимум на 8–10 элементов. В рассматриваемом случае принимаются конечные элементы размерами 0,3–0,4 м.

Граничные условия — используются закрепления от линейных смещений по x , y и z .

Авторами статьи были выполнены расчеты сводов линейной и нелинейной постановок, по результатам которых сделан сравнительный анализ усилий и деформаций сводов.

Для выявления влияния высоты свода на напряженно-деформированное состояние рассматривались четыре варианта стрелы подъема: 3, 2,25, 1,5, 0,75 м (табл. 1).

Для линейного расчета применены следующие конечные элементы:

- универсальный треугольный КЭ оболочки КЭ42;
- универсальный четырехугольный КЭ оболочки КЭ41, 44.

Таблица 1 / Table 1

Параметры расчета / Calculation parameters

Номер варианта расчета Calculation option number	Пролет, м Span, m	Толщина оболочки, м Shell thickness, m	Стрела подъема, м Lifting boom, m
1	6,0	0,51	3,00
2	6,0	0,51	2,25
3	6,0	0,51	1,50
4	6,0	0,51	0,75

Нагрузки, учтенные при расчете:

1. Собственный вес учитывается в программе автоматически.
2. Полезная нагрузка — расчетное значение 800 кг/м².
3. Кратковременная часть нагрузки 600 кг/м².
4. Длительная часть нагрузки 200 кг/м².

Материалы кладки:

1. Марка керамического кирпича — М200;
2. Марка цементно-известкового раствора 150.

Расчетное сопротивление кладки на сжатие (длительные нагрузки) $R = 3,0$ МПа (табл. 6, [3]).

Расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению $R_{tb} = 0,4$ МПа.

Расчетное сопротивление кладки на растяжение при изгибе по неперевязанному сечению $R_{tb} = 0,12$ МПа.

Временное сопротивление кладки сжатию (кратковременные нагрузки) при $k = 2$:

$$R_u = k \cdot R = 2 \cdot 3 = 6,0 \text{ МПа.} \quad (2)$$

Модуль упругости кладки (начальный модуль деформации) при упругой характеристике кладки $\alpha = 1000$ для неармированной кладки:

$$E_0 = \alpha \cdot R_u = 1000 \cdot 6 = 6000 \text{ МПа.} \quad (3)$$

Модуль деформации кладки при кратковременной нагрузке:

$$E = 0,8 \cdot 6000 = 4800 \text{ МПа.} \quad (4)$$

Модуль деформации кладки при длительной нагрузке:

$$E = \frac{E_0}{\nu} = \frac{6000}{2,2} = 2727 \text{ МПа,} \quad (5)$$

где ν — коэффициент ползучести.

Модуль сдвига кладки:

$$G = 0,4 \cdot E_0 = 0,4 \cdot 6000 = 2400 \text{ МПа.}$$

Относительные деформации кладки при кратковременной нагрузке вычисляются в соответствии со следующей формулой:

$$\varepsilon = \frac{1,1}{\alpha} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{1,1 R_u} \right), \quad (6)$$

где σ — напряжение; α — упругая характеристика кладки; R_d — временное сопротивление кладки.

Данные для построения диаграммы деформирования при кратковременной нагрузке представлены в табл. 2 и на рис. 2.

Таблица 2 / Table 2

Данные для построения диаграммы деформирования при кратковременной нагрузке
Data for constructing a stress-strain diagram under short-term loading

Ветвь сжатия / Compression branch		Ветвь растяжения / Tension branch	
Напряжение σ , МПа Stress σ , MPa	Относительная деформация ε Strain ε	Напряжение σ , МПа Stress σ , MPa	Относительная деформация ε Strain ε
0,0	0,00	0,00	0,00
0,5	8,67E-05	0,06	5,67224E-06
1,0	0,000181	0,09	1,3335E-05
1,5	0,000284	0,12	2,51929E-05
2,0	0,000397	—	5,27537E-05
2,5	0,000524	—	—
3,0	0,000667	—	—
3,5	0,000831	—	—
4,0	0,001025	—	—
4,5	0,001260	—	—
5,0	0,001559	—	—
5,5	0,001971	—	—
6,0	0,002638	—	—

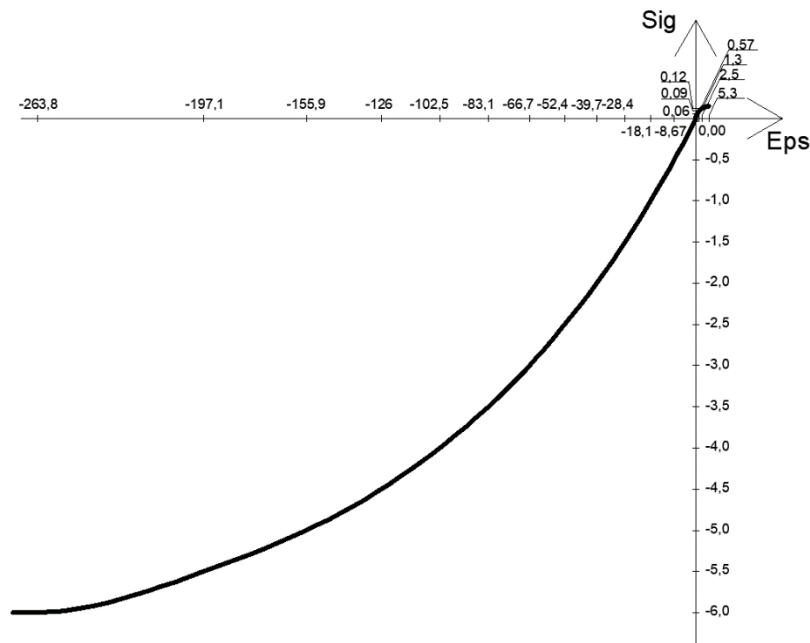


Рис. 2. Диаграмма деформирования при кратковременной нагрузке в ПК ЛИРА

Fig. 2. Deformation diagram under short-term load in the LIRA PC

В соответствии с п. 6.24 [10] относительные деформации кладки при длительной нагрузке вычисляются по формуле:

$$\varepsilon = \nu \frac{\sigma}{\varepsilon_0}.$$

(7)

Данные для построения диаграммы деформирования материала при длительных нагрузках представлены в табл. 3 и на рис. 3.

Таблица 3 / Table 3

Данные для построения диаграммы деформирования при длительной нагрузке
Data for construction of stress-strain diagram at long-term loading

Ветвь сжатия / Compression branch		Ветвь растяжения / Tension branch	
Напряжение σ, МПа Stress σ, MPa	Относительная деформация ε Strain ε	Напряжение σ, МПа Stress σ, MPa	Относительная деформация ε Strain ε
0,0	0,00	0,00	0,00
0,5	0,000183	0,03	0,000011
1,0	0,000367	0,06	0,000022
1,5	0,000550	0,09	0,000033
2,0	0,000733	0,12	0,000044
2,5	0,000917	—	—
3,0	0,001100	—	—

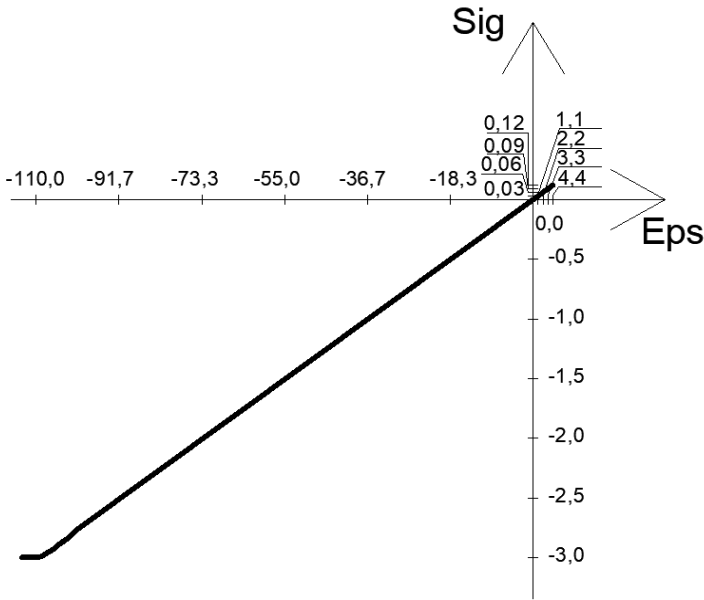


Рис. 3. Диаграмма деформирования при длительной нагрузке в ПК ЛИРА САПР
Fig. 3. Deformation diagram under long-term load in the LIRA SAPR PC

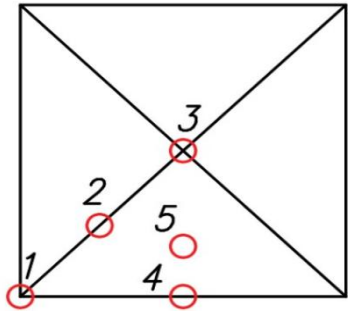


Рис. 4. Точки определения усилий в табл. 4
Fig. 4. Points for determining forces in Table 4

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Результаты расчетов сомкнутых сводов для разных вариантов стрелы подъема в линейной и нелинейной постановках сведены в табл. 4. Усилия определены в точках, представленных на рис. 4.

Таблица 4 / Table 4

Результаты расчета / Calculation results

Высота подъема Elevation height	Точка / Point	Линейный расчет / Linear calculation					Нелинейный расчет / Nonlinear calculation				
		M_x	M_y	N_x	N_y	f , мм	M_x	M_y	N_x	N_y	f , мм
3 м	1	0,12	0,39	−24,48	−	−	0,26	0,51	−19,28	−87,62	−
	2	−1,21	−0,47	−3,01	−31,17	−	−1,48	−0,94	−4,7	−28,71	−
	3	−1,62	−1,47	−61,3	−61,14	−0,135	−1,84	−1,72	−56,81	−56,28	−0,091
	4	0,30	1,07	−22,58	−	−	0,32	1,23	−25,55	−	−
	5	0,27	0,58	−8,93	−74,64	−	0,11	0,54	−4,33	−76,64	−
2,25 м	1	0,16	0,33	−17,66	−80,28	−	0,29	0,43	−12,93	−58,77	−
	2	−0,87	−0,22	−3,57	−22,49	−	−1,28	−0,84	−5,65	−20,91	−
	3	−2,47	−2,36	−69,47	−69,51	−0,149	−2,54	−2,46	−62,85	−62,52	−0,098
	4	0,29	1,15	−21,13	−96,04	−	0,23	1,23	−24,18	−	−
	5	0,26	1,36	−14,15	−79,96	−	0,04	1,20	−9,55	−81,09	−
1,5 м	1	0,13	0,23	−8,02	−36,47	−	0,24	0,31	−5,2	−23,64	−
	2	−0,16	0,37	−6,78	−16,40	−	−0,87	−0,6	−10,49	−18,77	−
	3	−3,84	−3,78	−77,98	−78,32	−0,188	−3,5	−3,45	−70,67	−70,71	−0,115
	4	0,30	1,28	−22,08	−	−	0,27	1,17	−24,85	−	−
	5	0,12	2,37	−22,82	−93,43	−	−0,17	1,87	−19,3	−91,47	−
0,75 м	1	−0,19	−0,12	5,71	25,93	−	−0,24	−0,02	8,64	39,09	−
	2	0,69	1,08	−19,51	−27,78	−	−0,91	−0,99	−26,71	−34,85	−
	3	−6,39	−6,37	−90,20	−90,89	−0,307	−5,24	−5,24	−90,85	−91,41	−0,178
	4	0,29	1,38	−28,37	−	−	0,22	1,05	−30,02	−	−
	5	−0,67	2,58	−39,21	−	−	−0,94	1,42	−37,76	−	−

Изополя вертикальных деформаций, усилия N_x , N_y , M_x , M_y для линейных расчетов приведены на рис. 5–9. Распределение деформаций и усилий для варианта 2 и 3 имеет схожий характер.

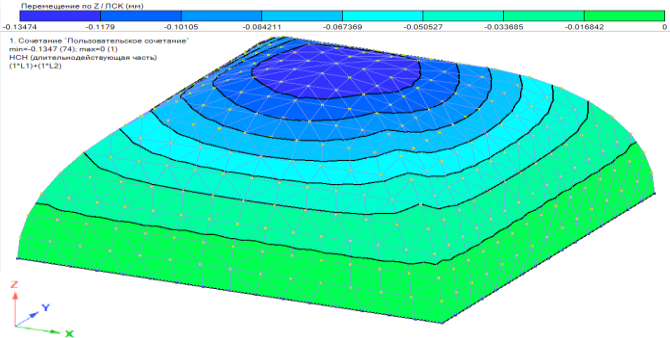


Рис. 5. Вертикальные деформации, мм, для свода высотой подъема 3 м
Fig. 5. Vertical deformations, mm, for a vault with a lifting height of 3 m

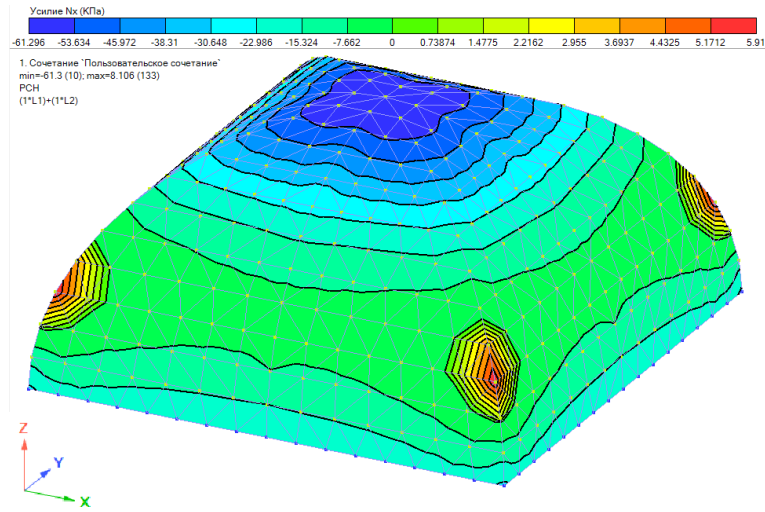


Рис. 6. Усилие N_x , кПа, для свода высотой подъема 3 м
Fig. 6. Effort N_x , kPa, for a vault with a lifting height of 3 m

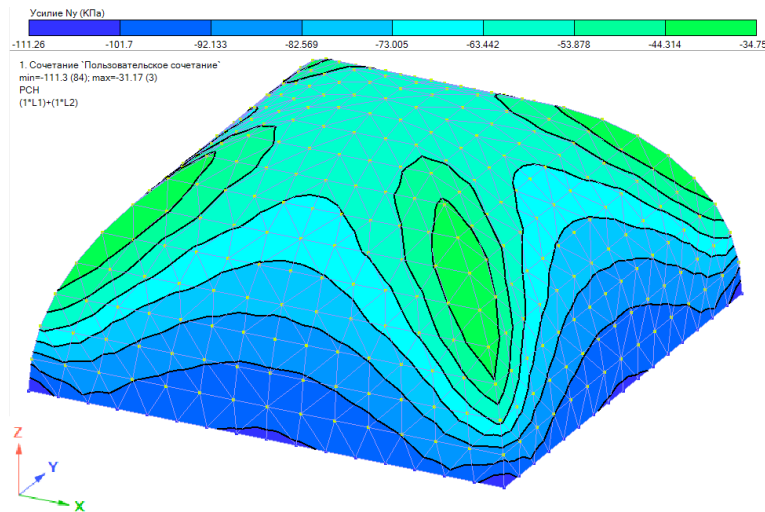


Рис. 7. Усилие N_y , кПа, для свода высотой подъема 3 м
Fig. 7. Effort N_y , kPa, for a vault with a lifting height of 3 m

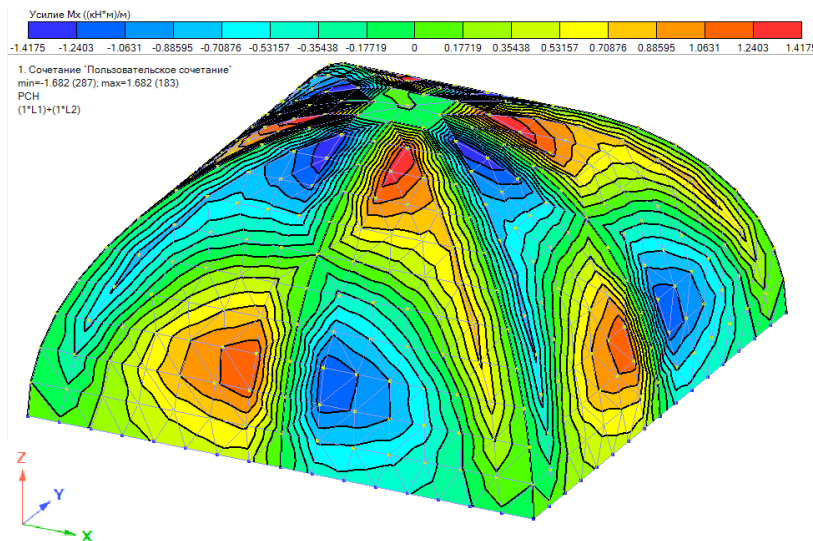


Рис. 8. Усилие M_x , кН·м/м, для свода высотой подъема 3 м
Fig. 8. Force M_x , kN·m/m, for a vault with a lifting height of 3 m

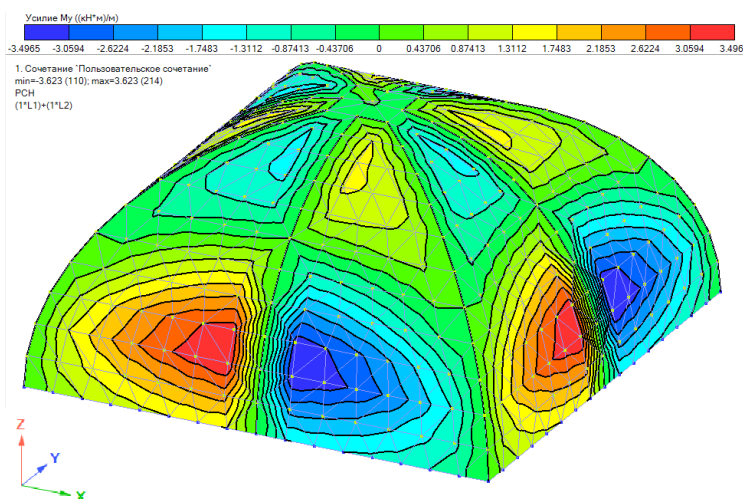


Рис. 9. Усилие M_y , $\text{kN}\cdot\text{м}/\text{м}$, для свода высотой подъема 3 м
Fig. 9. Force M_y , $\text{kN}\cdot\text{м}/\text{м}$, for a vault with a lifting height of 3 m

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Расчет рассматриваемых конструкций в нелинейной постановке значительно влияет на их напряженно-деформированное состояние. При этом разница отмечается в значениях изгибающих моментов.

Выявлено, что значения прогибов имеют существенные отличия в линейной и нелинейных постановках, достигающие 40 %. При уменьшении высоты подъема значения прогибов в линейной и нелинейной постановках возрастают.

Нормальные усилия, как и изгибающие моменты, перераспределяются до 5 раз. При этом при снижении высоты подъема значения усилий в нелинейной постановке становятся более сопоставимыми с линейной.

Расчеты рассматриваемых сводов из каменной кладки (особенно с большой высотой подъема) рекомендуется производить с учетом физической и геометрической нелинейности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бессонов Г.Б. Исследование деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем // Всесоюз. специализир. реставрац. произв. об-ние «Союзреставрация». М. : Об-ние «Союзреставрация» : Об-ние «Росреставрация», 1989. 164 с.
2. СП 391.1325800.2017. Свод правил «Храмы православные. Правила проектирования».
3. Коровина Н.В. Своды и купола в жилищно-гражданском строительстве // Всеобщая история. 2016. № 4. С. 29–37.
4. Улюмджиева Г.В., Гельманова М.О. Сомкнутый свод исторических зданий древних распорных систем // Достижения науки и образования. 2016. № 11 (12). С. 10–11.
5. Хабибулина А.Г., Иванова Е.Ю. Пространственные покрытия с использованием распорных систем кладочной структуры // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2018. № 2 (44). С. 30–37.
6. Павлов В.В., Хорьков Е.В. Восстановление работоспособности каменных арок и сводов // Вестник гражданских инженеров. 2017. № 6 (65). С. 65–70.
7. Valentina B., Gianni R.-C., Alessandro T. The role of frictional contact of constituent blocks on the stability of masonry domes // Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences. 2018. Vol. 474. Issue 2209. Pp. 1–21.
8. Como M. Masonry Vaults: Cross and Cloister Vaults // Statics of Historic Masonry Constructions. Springer Series in Solid and Structural Mechanics, 2016. Vol. 5. Springer, Cham. DOI: 10.1007/978-3-319-24569-0_7

9. Lancaster L. Complex Vault Forms of Brick. In *Innovative Vaulting in the Architecture of the Roman Empire: 1st to 4th Centuries CE*. Cambridge : Cambridge University Press, 2015. Pp. 70–98. DOI: 10.1017/CBO9781107444935.005
10. СП 15.13330.2020. Свод правил «Каменные и армокаменные конструкции».
11. Бедов А.И., Габитов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций // АСВ. М., 2025. 562 с.
12. Гуревич Т.М., Рыжов А.С., Салахутдинова П.Ю. Расчет тонких кирпичных сводов с учетом физической нелинейности материала // Актуальные вопросы развития науки и технологий : сб. ст. Междунар. науч.-практ. конф. молодых ученых, Караваево, 02–27 апреля 2018 года. Караваево : Костромская государственная сельскохозяйственная академия, 2018. С. 168–178.
13. Tralli A., Alessandri C., Milani G. Computational methods for masonry vaults : a review of recent results // *Open J Civ Eng*. 2014. Vol. 8 (1). Pp. 272–287. DOI: 10.2174/1874149501408010272
14. Бедов А.И., Габитов А.И., Домарова Е.В., Салов А.С. Напряженно-деформированное состояние сводов из каменной кладки, опирающихся на стальные балки в перекрытиях // *Строительные материалы*. 2023. № 5. С. 58–65. DOI: 10.31659/0585-430X-2023-813-5-58-65
15. Хорьков Е.В., Мирсаяпов И.Т. Конструктивные особенности восстановления работоспособности каменных сводчатых перекрытий зданий // *Железобетонные конструкции*. 2023. № 4 (4). С. 104–117. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.4.104-117
16. СП 31-103–99. Свод правил по проектированию и строительству «Здания, сооружения и комплексы православных храмов».

REFERENCES

1. Bessonov G.B. Study of deformations, calculation of nonessential capacities and structural strengthening of ancient thrust systems. *All-Union specialized restoration production society "Soyuzrestavratsnaya"*. Moscow, Soyuzrestavratsnaya Society, Rosrestavratsiya Society, 1989; 164. (in Russian).
2. SP 391.1325800.2017. Code of rules "Orthodox churches. Design rules". (in Russian).
3. Korovina N.V. Vaults and domes in housing and civil engineering. *General history*. 2016; 4:29-37. (in Russian).
4. Ulyumdzhieva G.V., Gel'manova M.O. Closed vault of historical buildings of ancient thrust systems. *Achievements of science and education*. 2016; 11(12):10-11. (in Russian).
5. Khabibulina A.G., Ivanova E.Yu. Spatial coverings using spacer systems of masonry structure. *Bulletin of the Kazan State University of Architecture and Civil Engineering*. 2018; 2(44):30-37. (in Russian).
6. Pavlov V.V., Khorkov E.V. Restoring the performance of stone arches and vaults. *Bulletin of civil engineers*. 2017; 6(65):65-70. (in Russian).
7. Valentina B., Gianni R.-C., Alessandro T. The role of frictional contact of constituent blocks on the stability of masonry domes. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*. 2018; 474(2209):1-21.
8. Como M. Masonry Vaults: Cross and Cloister Vaults. *Statics of Historic Masonry Constructions*. Springer Series in Solid and Structural Mechanics, 2016. Vol. 5. Springer, Cham. DOI: 10.1007/978-3-319-24569-0_7
9. Lancaster L. *Complex Vault Forms of Brick. In Innovative Vaulting in the Architecture of the Roman Empire: 1st to 4th Centuries CE*. Cambridge, Cambridge University Press, 2015; 70-98. DOI: 10.1017/CBO9781107444935.005
10. SP 15.13330.2020. Code of Practice "Stone and Reinforced-Masonry Structures". (in Russian).
11. Bedov A.I., Gabitov A.I. Design, Restoration, and Strengthening of Stone and Reinforced-Masonry Structures. *ASV*. Moscow, 2025; 562. (in Russian).
12. Gurevich T.M., Ryzhov A.S., Salakhutdinova P.Yu. Calculation of Thin Brick Vaults Taking into Account the Physical Nonlinearity of the Material. *Current Issues in the Development of Science and Technology : Collection of Articles from the International Scientific and Practical Conference of Young Scientists, Karavaevo, April 2–27, 2018*. Karaavaevo, Kostroma State Agricultural Academy, 2018; 168-178. (in Russian).
13. Tralli A., Alessandri C., Milani G. Computational methods for masonry vaults: a review of recent results. *Open J Civ Eng*. 2014; 8(1):272-287. DOI: 10.2174/1874149501408010272
14. Bedov A.I., Gabitov A.I., Domarova E.V., Salov S.A. Stress-Strain State of Masonry Vaults Supported by Steel Beams in Ceilings. *Stroitelnye Materialy (Construction Materials)*. 2023; 5:58-65. DOI: 10.31659/0585-430X-2023-813-5-58-65 (in Russian).
15. Khorkov E.V., Mirsaypov I.T. Restoration of Damaged Masonry Vaulted Ceilings of Buildings. *Reinforced concrete structures*. 2023; 4(4):104-117. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.4.104-117 (in Russian).
16. SP 31-103–99. Code of rules for the design and construction of "Buildings, structures, and complexes of Orthodox churches". (in Russian).



УДК 69.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.2.25-32

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Влияние продольной силы при смене знака изгибающего момента

С.О. Курнавина*, М.В. Васиховский

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Российская Федерация

* KurnavinaSO@mgsu.ru

Ключевые слова: железобетон, колонна, каркас, сейсмическое воздействие, пластические деформации

История статьи

Поступила в редакцию: 27.04.2026

Доработана: 02.05.2026

Принята к публикации: 04.05.2026

Для цитирования

Курнавина С.О., Васиховский М.В.
Влияние продольной силы при
смене знака изгибающего момента // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 14. № 2. С. 25–32.

Аннотация. При сейсмических воздействиях в железобетонных конструкциях каркасных зданий развиваются пластические деформации. Их влияние на прочность и деформативность здания при сейсмических воздействиях изучено недостаточно и практически не учитывается в действующих российских нормах по сейсмостойкому строительству. Проведены экспериментальные исследования влияния пластических деформаций на работу изгибаемых элементов при знакопеременных воздействиях большой интенсивности. Они показали, что после начала текучести в растянутой арматуре раскрывшиеся трещины не смыкаются при разгрузке. Это приводит к формированию сквозных трещин при действии изгибающего момента обратного знака. Для оценки влияния продольной сжимающей силы на этот процесс проведены вычисления инженерным методом. Результаты вычислений показали, что чрезмерные пластические деформации внецентренно сжатых железобетонных элементов при сейсмическом воздействии еще на этапе возрастания изгибающего момента могут привести к разрушению бетона сжатой зоны. Кроме того, выявлено, что наличие сжимающей силы приводит к смыканию трещин при разгрузке даже после начала текучести растянутой арматуры. Сделан вывод о необходимости ограничения пластических деформаций арматуры при расчете железобетонных внецентренно сжатых и изгибаемых элементов при сейсмических воздействиях.

Influence of Longitudinal Force at Change of Bending Moment Sign

S.O. Kurnavina*, M.V. Vasihovskiy

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* KurnavinaSO@mgsu.ru

Курнавина Софья Олеговна, к.т.н., доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 5145-4823, ORCID: 0000-0003-1096-7808, E-mail: KurnavinaSO@mgsu.ru

Васиховский Марк Валерьевич, аспирант, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; E-mail: m.vasihovskij@yandex.ru

© Курнавина С.О., Васиховский М.В., 2026



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

Keywords: reinforced concrete, column, frame, seismic impact, plastic strain

Article history

Received: 27.04.2026

Revised: 02.05.2026

Accepted: 04.05.2026

For citation

Kurnavina S.O., Vasihovskiy M.V. Influence of Longitudinal Force at Change of Bending Moment Sign. *Reinforced concrete structures*. 2026; 2(14):25-32.

Abstract. Under seismic impacts, plastic deformations develop in reinforced concrete structures of frame buildings. Their influence on the strength and deformability of the buildings under seismic effects has not been studied enough and is practically not taken into account in the current Russian standards for seismic resistant construction. Experimental studies of the effect of plastic deformations on the behavior of bent elements under alternating effects of high intensity have been carried out. They showed that after the start of yield in the tensile reinforcement, the opened cracks do not close during unloading. This leads to the formation of through cracks under the action of the bending moment of the opposite sign. To evaluate the effect of the longitudinal compressive force on this process, calculations were carried out by the engineering method. The results of calculations have shown that excessive plastic deformations of eccentrically compressed reinforced concrete elements under seismic impact even at the stage of increasing bending moment can lead to the destruction of the concrete of the compressed zone. In addition, it was revealed that the presence of compressive force leads to the closure of cracks during unloading even after the beginning of the yield in tensile reinforcement. It was concluded that it is necessary to limit the plastic deformations of reinforcement when calculating reinforced concrete eccentrically compressed and bent elements under seismic impacts.

ВВЕДЕНИЕ

При сейсмических воздействиях большой интенсивности в растянутой арматуре колонн и балок железобетонных каркасных зданий развиваются пластические деформации [1–4]. С одной стороны, работа зданий за пределом упругости создает определенный резерв несущей способности, а также приводит к поглощению энергии сейсмического воздействия. С другой стороны, очевидно, что неупругие деформации в железобетонных конструкциях не могут развиваться неограниченно, так как они существенным образом сказываются на прочностных и деформационных характеристиках зданий [5–7]. Тем не менее в действующих российских нормах по сейсмостойкому строительству ограничение пластических деформаций конструкций не предусмотрено, а их наличие учитывается только путем введения понижающего коэффициента K_1 , единого для всех конструкций, что не позволяет учитывать в должной мере реальную работу конструкций [8–14].

МЕТОД

Проведены экспериментальные исследования работы изгибаемых элементов при смене знака изгибающего момента [15, 16]. Испытывались 15 шарнирно опертых железобетонных балок пролетом 1,5 м и с размерами поперечного сечения 200×200 мм с симметричным продольным армированием в виде четырех стержней $\varnothing 10$ А500С на действие двух сосредоточенных сил. Армирование, геометрические характеристики и параметры материалов были приняты одинаковыми для всех образцов. Испытано 7 серий образцов. Балки эталонной серии испытывались монотонно возрастающей нагрузкой вплоть до разрушения.

Балки остальных серий испытывались в два этапа. Сначала балка нагружалась до достижения заданной величины пластических деформаций растянутой арматуры. Значение коэффициента пластичности варьировалось в пределах от 1,21 до 5,51. Затем производилась разгрузка, после которой определялись величины остаточных деформаций. После чего балка переворачивалась и опять нагружалась по той же схеме вплоть до разрушения.

Sofia O. Kurnavina, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 5145-4823, ORCID: 0000-0003-1096-7808, E-mail: KurnavinaSO@mgsu.ru.

Mark V. Vasihovskiy, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; E-mail: m.vasihovskij@yandex.ru

Как показали результаты экспериментов, в пластической стадии работы арматуры в растянутой зоне происходит развитие трещин, которые не смыкаются при снятии нагрузки, а при смене знака изгибающего момента эти несомкнутые трещины оказываются в сжатой зоне. При увеличении момента обратного знака смыкание остаточной трещины в сжатой зоне отстает от раскрытия трещины в растянутой зоне. В результате обе трещины сливаются и формируется сквозная трещина по всей высоте сечения. Смыкание трещины в сжатой зоне происходит при сравнительно небольших значениях пластических деформаций арматуры на предыдущем цикле нагружения. На рис. 1 представлена зависимость коэффициента пластичности, соответствующего смыканию трещины на втором полуцикле, от максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения.

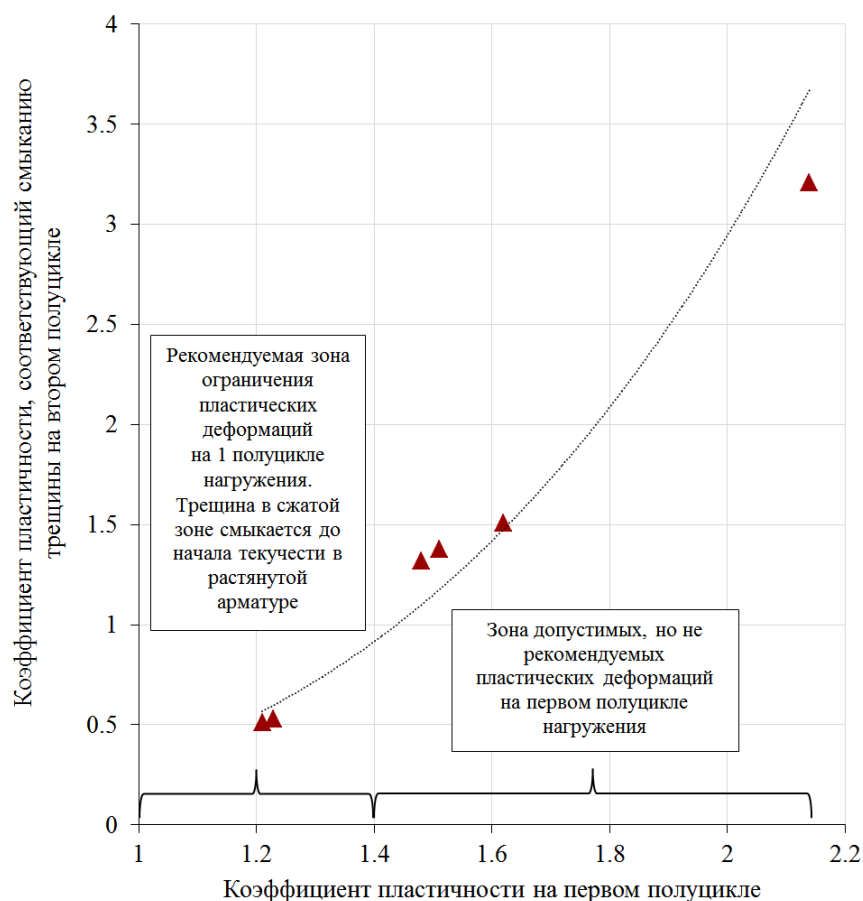


Рис. 1. Зависимость коэффициента пластичности, соответствующего смыканию трещины на втором полуцикле, от максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле

Fig. 1. Dependence of the plasticity coefficient corresponding to the crack closure in the second half-cycle on the maximum plasticity coefficient in the first half-cycle

По результатам эксперимента рекомендовано ограничивать максимальные пластические деформации при выполнении инженерных расчетов, чтобы при смене знака усилия избежать формирования сквозных трещин. Для условий эксперимента рекомендовано ограничить значение максимального коэффициента пластичности по деформациям арматуры величиной $\mu_{pl,1} = 1,4$. В этом случае при смене знака изгибающего момента сквозные трещины смыкаются до начала текучести в растянутой арматуре. При коэффициенте пластичности $\mu_{pl,1} = 2,14$ сквозные трещины смыкались уже непосредственно перед разрушением. Это значение можно считать предельным.

При этом пластические деформации могут развиваться не только в изгибаемых, но и во внецентренно сжатых элементах в случае больших эксцентриситетов. Как показывает анализ

последствий землетрясений, это характерно для каркасных зданий небольшой этажности [5] и особенно для конструкций зданий с гибкими нижними этажами [17]. С одной стороны, во внецентренно сжатых элементах наличие продольной сжимающей силы должно способствовать смыканию трещин при разгрузке и смене знака изгибающего момента, вследствие этого величина максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения может быть больше. С другой стороны, вследствие дополнительного сжатия еще на первом полуцикле нагружения возможно разрушение бетона сжатой зоны при меньших значениях коэффициента пластичности.

Поскольку пока еще не проведено достаточное количество экспериментальных и численных исследований, посвященных анализу влияния пластических деформаций на напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатых железобетонных элементов, можно использовать приближенный способ для его примерной оценки. Предполагается, что имеет место случай больших эксцентриситетов при сейсмических воздействиях, т.е. возможно развитие пластических деформаций в растянутой арматуре.

Метод основан на рассмотрении уравнений равновесия продольных сил и изгибающих моментов с учетом зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне и арматуре, а также геометрической гипотезы, определяющей распределение деформаций по высоте сечения. Усилия в бетоне сжатой зоны определяются путем интегрирования напряжений по высоте сечения. Основные предпосылки и расчетные уравнения данного метода для изгибаемых элементов приведены в работе [18]. В качестве основной геометрической гипотезы на всех этапах нагружения предлагается гипотеза билинейных сечений.

В случае внецентренного сжатия в уравнениях равновесия необходимо учитывать наличие (и при необходимости изменение) сжимающей силы, а распределение деформаций по высоте сечения в сжатой зоне удобно записать в виде:

$$\varepsilon_{b,\max}(y) = \varepsilon_{b,\max}(0) \cdot \frac{h_{b,\max} - y}{h_{b,\max}}. \quad (1)$$

Деформации по высоте сечения в растянутой зоне:

$$\varepsilon_{b,\max}(y) = \frac{\varepsilon_{b,\max}(0)}{A_i} \cdot \frac{h_{b,\max} - y}{h_{b,\max}}, \quad (2)$$

где $\varepsilon_{b,\max}$ — деформация крайнего сжатого волокна;

A_i — коэффициент гипотезы билинейных сечений для деформаций или их приращений на данном этапе нагружения;

$h_{b,\max}$ — высота сжатой зоны бетона.

Основные предпосылки для случая внецентренного сжатия сходны с теми, что применяются для изгибаемых элементов [18].

При разгрузке (когда изгибающий момент равен 0) возможны два случая. Осева деформация сжатия ε_c в момент смены знака изгибающего момента по модулю может превышать пластические деформации растянутой арматуры:

$$|\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{a2,pl}| = \left| \left(1 - k_{pl,a2} \right) \cdot \frac{R_s}{E_s} \right|, \quad (3)$$

где $k_{pl,a2}$ — коэффициент пластичности по деформациям растянутой арматуры, равный отношению максимальных деформаций к деформации, соответствующей началу текучести;

R_s — расчетное сопротивление арматуры;

E_s — модуль упругости арматуры.

В этом случае приращение растягивающих деформаций обратного знака превышает максимальные деформации, т.е.:

$$|\delta\varepsilon_b(y)| \geq |\varepsilon_{a2,\max}|. \quad (4)$$

Тогда при смене знака кривизны трещина полностью смыкается, но при этом колонна сохраняет некоторую остаточную кривизну и деформации сжатия. Несущую способность при смене знака изгибающего момента можно рассчитывать как для полного сечения.

Если условие (4) не выполняется, то остается несомкнутая остаточная трещина, и бетонное сечение включено в работу не полностью. Напряжения в сжатой зоне и в растянутой арматуре будут разного знака, а напряжения в бетоне — неравномерными. Но при этом момент относительно любой точки будет равен 0.

Предполагаем, что разгрузка или незначительное повторное нагружение будут происходить по прямым, параллельным касательной к диаграмме в начальной точке. При этом гипотеза билинейных сечений соблюдается и для приращений деформаций при разгрузке, и для остаточных деформаций. При разгрузке изгибающий момент относительно центра тяжести сечения уменьшается до нуля, т.е. отрицательное приращение момента равно $\delta M = -M_y$, а приращение сжимающей силы $\delta N = N_{ст} - N_{max}$.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Проведены расчеты приближенным методом внецентренно сжатых элементов с параметрами, соответствующими параметрам образцов в испытаниях на изгиб [19]. Сечение находится под действием постоянной сжимающей силы, имитирующей продольное усилие от статической нагрузки и изгибающего момента, возрастающего до максимального значения, а потом уменьшающегося до нуля (этап разгрузки). Работа сечения при смене знака изгибающего момента не рассматривалась.

В табл. 1 представлены значения предельных коэффициентов пластичности, соответствующих началу разрушения бетона сжатой зоны, для различных значений сжимающей силы при $\epsilon_R = 0,002$, $\epsilon_{b,ult} = 0,0035$. Поскольку отсутствуют экспериментальные данные о коэффициенте гипотезы билинейных сечений для случая внецентренного сжатия, коэффициент А принимался равным единице, т.е. применялась принятая в большинстве случаев гипотеза плоских сечений.

Таблица 1

Предельные значения коэффициента пластичности $k_{pl,a2}$ при монотонном нагружении			
$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0}$	0,1	0,2	0,3
$k_{pl,a2}$	2,946	1,853	1,162

Table 1

Limit values of the plasticity coefficient $k_{pl,a2}$ under monotonic loading			
$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0}$	0.1	0.2	0.3
$k_{pl,a2}$	2.946	1.853	1.162

Как видно из табл. 1, величина пластических деформаций в случае внецентренного сжатия должна быть ограничена еще до смены знака усилия, чтобы избежать разрушения бетона сжатой зоны. Коэффициент пластичности, соответствующий разрушению бетона сжатой зоны, значительно меньше предельного коэффициента пластичности при изгибе [15] и уменьшается с возрастанием сжимающей силы.

В табл. 2 представлены значения деформаций в крайнем сжатом и растянутом волокне для этого же элемента, а также в сжатой и растянутой арматуре при нагружении до максимального значения и при разгрузке для $\alpha_n = 0,2$.

Таблица 2

Величина деформаций при нагружении и при разгрузке в зависимости от максимального коэффициента пластичности

$N = 144,8 \text{ кН}; \alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = 0,2$							
Деформации	Коэффициент пластичности $k_{pl,a2}$						
	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
$\varepsilon_{b,\max}(0) \cdot 10^3$	2,518	2,664	2,775	2,911	3,056	3,213	3,391
$\varepsilon_{a1,\max} \cdot 10^3$	1,373	1,419	1,469	1,523	1,583	1,655	1,743
$\varepsilon_{a2,\max} \cdot 10^3$	-3,996	-4,297	-4,627	-4,958	-5,288	-5,619	-5,949
$\varepsilon_{\max}(h) \cdot 10^3$	-5,11	-5,221	-5,933	-6,346	-6,76	-7,177	-7,597
$\varepsilon_{\text{ост}}(0) \cdot 10^3$	0,787	0,908	1,034	1,167	1,309	1,466	1,644
$\varepsilon_{s1,\text{ост}} \cdot 10^3$	0,661	0,938	0,985	1,038	1,099	1,17	1,258
$\varepsilon_{s2,\text{ост}} \cdot 10^3$	1,388	1,075	0,759	0,44	0,117	-0,211	-0,543
$\varepsilon_{\text{ост}}(h) \cdot 10^3$	1,494	1,105	0,711	0,312	-0,094	-0,507	-0,929

Table 2

The magnitude of deformation during loading and unloading, depending on the maximum plasticity coefficient

$N = 144,8 \text{ кН}; \alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = 0,2$							
Deformation	Coefficient of plasticity $k_{pl,a2}$						
	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
$\varepsilon_{b,\max}(0) \cdot 10^3$	2.518	2.664	2.775	2.911	3.056	3.213	3.391
$\varepsilon_{a1,\max} \cdot 10^3$	1.373	1.419	1.469	1.523	1.583	1.655	1.743
$\varepsilon_{a2,\max} \cdot 10^3$	-3.996	-4.297	-4.627	-4.958	-5.288	-5.619	-5.949
$\varepsilon_{\max}(h) \cdot 10^3$	-5.11	-5.221	-5.933	-6.346	-6.76	-7.177	-7.597
$\varepsilon_{\text{ост}}(0) \cdot 10^3$	0.787	0.908	1.034	1.167	1.309	1.466	1.644
$\varepsilon_{s1,\text{ост}} \cdot 10^3$	0.661	0.938	0.985	1.038	1.099	1.17	1.258
$\varepsilon_{s2,\text{ост}} \cdot 10^3$	1.388	1.075	0.759	0.44	0.117	-0.211	-0.543
$\varepsilon_{\text{ост}}(h) \cdot 10^3$	1.494	1.105	0.711	0.312	-0.094	-0.507	-0.929

Как видно из табл. 2, с ростом коэффициента пластичности меняется характер распределения деформаций по высоте сечения. Кроме того, при величине коэффициента $\alpha = 0,2$ происходит практически полное смыкание трещин при максимальном коэффициенте пластичности меньше 1,6. Это отчасти связано с тем, что при наличии несомкнутой трещины смещается центр тяжести сечения и меняется эксцентриситет приложения сжимающей силы (рис. 2).

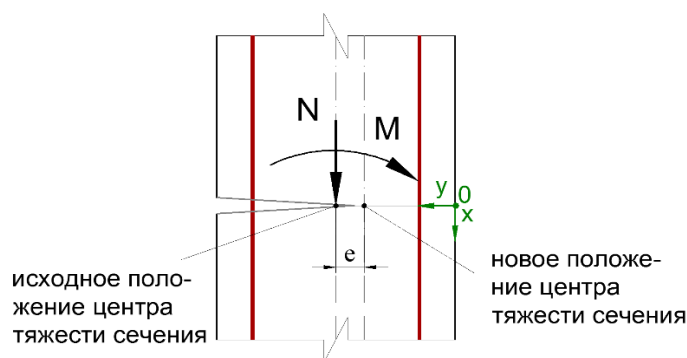


Рис. 2. Дополнительный момент от продольной силы, возникающий после раскрытия трещины
Fig. 2. Additional moment from the longitudinal force that occurs after the crack opens

Также по результатам расчета видно, что еще на первом полупериоде нагружения при достижении максимального коэффициента пластичности деформации сжатого бетона в крайнем волокне превышают ε_d .

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам проведенных расчетов можно сделать вывод о необходимости ограничения величины максимальных деформаций арматуры в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах: как во избежание разрушения бетона от сжатия, так и для того, чтобы избежать возникновения несмыкающихся остаточных трещин. Их наличие при смене знака усилия приводит к формированию сквозной трещины и снижению несущей способности этих элементов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абаканов М.С. Малоцикловая прочность железобетонных конструкций каркасных зданий при действии нагрузок типа сейсмических. Алма-Ата : АО «КазНИИСА», 2016. 132 с.
2. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Оценка степени повреждения зданий при землетрясениях методом статистического моделирования // Железобетонные конструкции. 2024. № 7 (3). С. 3–11. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.3-11
3. Трекин Н.Н., Михайлова С.С. Результаты расчета высотного здания на сейсмическое воздействие по различным нормативным документам // Железобетонные конструкции. 2025. № 11 (3). С. 58–68. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.58-68
4. Раззаков С.Р. Сейсмостойкость нелинейно деформируемых большепролетных пространственных конструкций уникальных зданий // Железобетонные конструкции. 2023. № 4 (4). С. 52–65. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.4.52-65
5. Garnitsky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Damage development process in reinforced concrete frame under the action of seismic loads // Concrete and reinforced concrete — glance at future : Proceedings of the III All Russian (II International) Conference on concrete and reinforced concrete. Moscow, 2014. Vol. 2. Pp. 57–67.
6. Тихонов И.Н. О причинах катастрофического разрушения железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях // Жилищное строительство. 2023. № 5. С. 13–21. DOI: 10.31659/0044-4472-2023-5-13-21
7. Yerimbetov B.T., Chalabayev B.M., Kunanbayeva Ya.B., Ussenkulov Zh.A., Orazbayev Zh.I., Aldiyarov Zh.A. Seismic resistance of multi-storey reinforced concrete wall-frame structures at destructive earthquakes // Periodicals of Engineering and Natural Sciences. 2019. Vol. 7. No. 4. Pp. 1582–1598.
8. Тихонов И.Н., Крылов С.Б., Звездов А.И., Смирнова Л.Н., Тихонов Г.И., Гончаров Е.Е. Оценка сейсмостойкости зданий из железобетона на стадии проектирования // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. № 5. С. 31–46. DOI: 10.37153/2618-9283-2022-5-31-46
9. Симборт Э. Методика выбора коэффициента редукции сейсмических нагрузок K_1 при заданном уровне коэффициента пластичности // Magazine of Civil Engineering. 2012. № 1. С. 44–52.
10. Кабанцев О.В., Усеинов Э.С., Шарипов Ш. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций // Вестник ТГАСУ. 2016. № 2. С. 117–129.
11. Kabantsev O.V., Perelmuter A.V. Plastic behavior particularities of structures subjected to seismic loads // Magazine of Civil Engineering. 2021. Vol. 105 (5). No. 10513. DOI: 10.34910/MCE.105.13
12. Padmanabham K., Rambabu K. Seismic Damage and Fracture Mechanism of Reinforced Concrete Beam-Column Joints // International Journal of Science and Research (IJSR). 2018. Vol. 7. Issue 8. Pp. 1286–1292. DOI: 10.21275/ART2019882
13. Мирсаяпов И.Т., Нуриева Д.М. Оценка сейсмостойкости многоэтажных каркасных зданий с учетом нелинейного поведения конструкций и взаимодействия с основанием // Известия КГАСУ. 2005. № 1 (3). С. 24–27.
14. Абаканов М.С. Прочность железобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях типа сейсмических // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. № 5. С. 30–34.
15. Курнавина С.О., Цацулин И.В., Манаенков И.К. Влияние пластических деформаций на работу железобетонных изгибаемых элементов при смене знака усилия // Строительство и реконструкция. 2021. № 6. С. 50–62. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-98-6-50-62
16. Kurnavina S., Tsatsulin I. Limitation of displacements of frame buildings under seismic impacts // E3S Web of Conferences. 2024. Vol. 533. P. 02038.

17. Акбиев Р.Т., Абаканов М.С. Оперативная оценка последствий разрушительного землетрясения в Турции (по официальным опубликованным данным СМИ и глобальной сети) // Геология и окружающая среда. 2023. Т. 3. № 1. С. 35–51.
18. Курнавина С.О., Цацулин И.В. Влияние пластических деформаций на высоту несомкнутой остаточной трещины в сжатой зоне бетона // Строительство и реконструкция. 2020. № 5. С. 13–21. DOI: 10.33979/2073-7416-2020-91-5-13-21
19. Курнавина С.О., Цацулин И.В. Напряженно-деформированное состояние железобетонных балок при смене знака усилия // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 2. С. 44–52.

REFERENCES

1. Abakanov M.S. Low-cycle strength of reinforced concrete structures of frame buildings under seismic-type loads. Almaty, JSC “KazNIISA”, 2016; 132. (In Russian).
2. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Estimation of Damage Degree of Buildings in Earthquakes by Statistical Modeling Method. *Reinforced concrete structures*. 2024; 7(3):3-11. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.3-11 (In Russian).
3. Trekin N.N., Mikhailova S.S. The Results of Calculating the Seismic Impact of a High-Rise Building According to Various Regulatory Documents. *Reinforced concrete structures*. 2025; 11(3):58-68. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.58-68 (In Russian).
4. Razzakov S.R. Seismic Resistance of Non-Linearly Deformable Large-Span Spatial Structures of Unique Buildings. *Reinforced concrete structures*. 2023; 4(4):52-65. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.4.52-65 (In Russian).
5. Garnitsky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Damage development process in reinforced concrete frame under the action of seismic loads. *Concrete and reinforced concrete — glance at future : Proceedings of the III All Russian (II International) Conference on concrete and reinforced concrete*. Moscow, 2014; 2:57-67.
6. Tikhonov I.N. On the causes of catastrophic failure of reinforced concrete structures under seismic actions. *Housing Construction*. 2023; 5:13-21. (In Russian).
7. Yerimbetov B.T., Chalabayev B.M., Kunanbayeva Ya.B., Ussenkulov Zh.A., Orazbayev Zh.I., Aldiyarov Zh.A. Aldiyarov Seismic resistance of multi-storey reinforced concrete wall-frame structures at destructive earthquakes. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*. 2019; 7(4):1582-1598.
8. Tikhonov I.N., Krylov S.B., Zvezdov A.I., Smirnova L.N., Tikhonov G.I., Goncharov E.E. Assessment of seismic resistance of reinforced concrete buildings at the design stage. *Earthquake-resistant Construction. Safety of Structures*. 2022; 5:31-46. DOI: 10.37153/2618-9283-2022-5-31-46 (In Russian).
9. Simbort E. Method for selecting the seismic load reduction coefficient K1 at a given level of ductility factor. *Magazine of Civil Engineering*. 2012; 1:44-52. (In Russian).
10. Kabantsev O.V., Useinov E.S., Sharipov Sh. On the method for determining the coefficient of allowable damage of seismic-resistant structures. *Bulletin of TGASU (Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering)*. 2016; 2:117-129. (In Russian).
11. Kabantsev O.V., Perelmutter A.V. Plastic behavior particularities of structures subjected to seismic loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2021; 105(5):10513. DOI: 10.34910/MCE.105.13
12. Padmanabham K., Rambabu K. Seismic Damage and Fracture Mechanism of Reinforced Concrete Beam-Column Joints. *International Journal of Science and Research*. 2018; 7(8):1286-1292. DOI: 10.21275/ART2019882
13. Mirsayapov I.T., Nurieva D.M. Assessment of seismic resistance of multi-storey frame buildings taking into account nonlinear behavior of structures and interaction with the foundation. *Proceedings of KGASU (Kazan State University of Architecture and Civil Engineering)*. 2005; 1(3):24-27. (In Russian).
14. Abakanov M.S. Strength of reinforced concrete structures under low-cycle loadings of seismic type. *Earthquake-resistant Construction. Safety of Structures*. 2013; 5:30-34. (In Russian).
15. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V., Manaenkov I.K. Influence of plastic deformations on the behavior of reinforced concrete flexural members under sign reversal of force. *Construction and Reconstruction*. 2021; (6):50-62. (In Russian).
16. Kurnavina S., Tsatsulin I. Limitation of displacements of frame buildings under seismic impacts. *E3S Web of Conferences*. 2024; 533:02038.
17. Akbiev R.T., Abakanov M.S. Rapid assessment of the consequences of the destructive earthquake in Turkey (based on official published media and global network data). *Geology and Environment*. 2023; 3(1):35-51. (In Russian).
18. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Influence of plastic deformations on the height of the unclosed residual crack in the compressed zone of concrete. *Construction and Reconstruction*. 2020; (5):13-21. (In Russian).
19. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Stress-strain state of reinforced concrete beams under sign reversal of force. *Industrial and Civil Engineering*. 2023; 2:44-52. (In Russian).



УДК 624.012.45

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.2.33-40

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Экспериментальное исследование влияния опалубки Proster®21 на несущую способность и механизм разрушения коротких квадратных колонн при центральном сжатии

Кенан Алзайбак^{1*}, Г.Э. Окольников^{1,2}

¹ Российский университет дружбы народов им. Патриса Лумумбы (РУДН), Москва, Российская Федерация

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

* eng.kenan.alzaibak@gmail.com

Ключевые слова: несъемная опалубка Proster®21, несущая способность, центрально-сжатые колонны, эффект обоймы, железобетон

История статьи

Поступила в редакцию: 15.05.2026

Доработана: 02.06.2026

Принята к публикации: 04.06.2026

Для цитирования

Алзайбак К., Окольников Г.Э. Экспериментальное исследование влияния опалубки Proster®21 на несущую способность и механизм разрушения коротких квадратных колонн при центральном сжатии // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 14. № 2. С. 33–40.

Аннотация. Система несъемной опалубки Proster®21 представляет собой техническое решение, выходящее за рамки традиционной концепции опалубочных систем. В отличие от съемной опалубки, ее роль не ограничивается формированием геометрии элемента, а становится неотъемлемой частью его несущей конструкции, что изменяет напряженно-деформированное состояние бетона под воздействием нагрузок. Однако отсутствие утвержденных расчетных методов, учитывающих этот эффект, препятствует ее широкому внедрению в проектную практику. В данном исследовании проведено экспериментальное сравнение двух центрально-сжатых квадратных колонн, изготовленных из бетона класса В25 с осадкой конуса Р2 и с одинаковым армированием. Одна из колонн была выполнена с использованием традиционной съемной опалубки, а другая — с использованием системы несъемной опалубки Proster®21. Испытания показали, что применение системы Proster®21 обеспечивает увеличение несущей способности на 14,0 % без изменения геометрии сечения или армирования. На основе анализа деформационных характеристик и характера разрушения было установлено, что данный тип опалубки также оказал заметное влияние на механизм разрушения и изменил распределение напряжений в сжатых элементах, что подтверждает ее конструктивную роль в работе колонны под нагрузкой.

Кенан Алзайбак, аспирант, кафедра технологий строительства и конструкционных материалов инженерной академии, Российский университет дружбы народов им. Патриса Лумумбы (РУДН), 115419, г. Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3; E-mail: eng.kenan.alzaibak@gmail.com
Галина Эриковна Окольников, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры технологий строительства и конструкционных материалов инженерной академии, Российский университет дружбы народов им. Патриса Лумумбы (РУДН), 115419, г. Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3; доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 8731-8713, ScopusID: 57920658500, WoS ResearcherID: AAT-5786-2020, ORCID: 0000-0002-8143-4614; e-mail: okolnikova_ge@mail.ru

© Кенан Алзайбак, Окольников Г.Э., 2026



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

Experimental Study on the Effect of Proster®21 Formwork on the Load-Bearing Capacity and Failure Mechanism of Short Square Columns under Concentric Compression

K. Alzaibak^{1*}, G.E. Okolnikova^{1,2}

¹ Patrice Lumumba Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russian Federation

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* eng.kenan.alzaibak@gmail.com

Keywords: permanent formwork Proster®21, load-bearing capacity, centrally loaded columns, confinement effect, reinforced concrete

Article history

Received: 15.05.2026

Revised: 02.06.2026

Accepted: 04.06.2026

For citation

Alzaibak K., Okolnikova G.E. Experimental Study on the Effect of Proster®21 Formwork on the Load-Bearing Capacity and Failure Mechanism of Short Square Columns under Concentric Compression. *Reinforced concrete structures*. 2026; 2(14):33-40.

Abstract. The Proster®21 permanent formwork system represents a technical solution that goes beyond the traditional concept of formwork systems. Unlike removable formwork, its role is not limited to shaping the geometry of the element, but becomes an integral part of its load-bearing structure, which alters the stress-strain state of concrete under load. However, the absence of approved calculation methods that account for this effect hinders its widespread adoption in design practice. In this study, an experimental comparison was conducted between two centrally loaded square columns made of B25 concrete with a cone slump of P2 and identical reinforcement. One column was constructed using traditional removable formwork, while the other was constructed using the Proster®21 permanent formwork system. Tests showed that the use of the Proster®21 system provides a 14.0 % increase in load-bearing capacity without changing the cross-sectional geometry or reinforcement. Based on the analysis of deformation characteristics and failure modes, it was found that this type of formwork also had a notable effect on the failure mechanism and altered the stress distribution in compressed elements, confirming its structural role in the performance of the column under load.

ВВЕДЕНИЕ

Несъемная опалубка представляет собой одно из перспективных направлений развития строительных технологий, позволяющее совмещать функции формообразования и армирования элементов конструкций. Среди различных систем данного типа особое внимание привлекает стальная опалубка Proster®21, которая благодаря своей структуре (перфорированные листы с продольными ребрами жесткости) обеспечивает не только формирование геометрии элемента, но и потенциальное участие в силовой работе конструкции. Однако, несмотря на растущий интерес к данной системе, ее влияние на напряженно-деформированное состояние и несущую способность сжатых элементов остается недостаточно изученным. В современной строительной практике наблюдается устойчивый тренд к внедрению несъемных опалубочных систем, позволяющих сократить трудозатраты, ускорить сроки строительства и снизить стоимость возведения монолитных конструкций [1]. Так, исследования показывают, что затраты на традиционные опалубочные системы могут превышать 30 % от общей стоимости бетонных работ [2], что делает внедрение несъемных систем экономически оправданным решением.

Kenan Alzaibak, Postgraduate Student, Department of Construction Technology and Structural Materials, Engineering Academy, Patrice Lumumba Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 3 Ordzhonikidze St., Moscow, 115419, Russian Federation; E-mail: eng.kenan.alzaibak@gmail.com

Galina E. Okolnikova, Candidate of Technical Sciences, Ph.D., Associate Professor, Professor of the Department of Construction Technologies and Structural Materials of the Engineering Academy, Patrice Lumumba Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 3 Ordzhonikidze St., Moscow, 115419, Russian Federation; Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 8731-8713, ScopusID: 57920658500, WoS ResearcherID: AAT-5786-2020, ORCID: 0000-0002-8143-4614, E-mail: okolnikova_ge@mail.ru

Тем не менее применение таких систем сдерживается отсутствием верифицированных методов расчета, учитывающих их реальный вклад в несущую способность элементов. Большинство существующих нормативных документов (включая СП 63.13330 [3]) рассматривают опалубку исключительно как технологическое приспособление, не учитывая ее конструктивную роль, что приводит либо к неоправданному завышению запасов прочности, либо к потенциальным рискам при эксплуатации.

Анализ доступных литературных источников показывает, что исследования в области несъемных опалубочных систем в основном сосредоточены на следующих аспектах: технологические преимущества, такие как сокращение сроков строительства и снижение трудозатрат [2, 4, 5]; композитные системы, где подтверждается эффект повышения прочности за счет обоймного эффекта при использовании стальных и полимерных оболочек [6]; а также численное моделирование поведения элементов с различными типами несъемной опалубки. В работах, посвященных системе Proster®21, рассматриваются ее технологические преимущества: отсутствие необходимости демонтажа, снижение давления бетона на опалубку, малый вес панелей (3,5 кг/м²), позволяющий монтировать их вручную, а также отсутствие затрат на приобретение форм для подрядчика [7], большинство исследований подтверждают, что несъемная опалубка способствует повышению несущей способности железобетонных элементов за счет эффекта обоймы и перераспределения внутренних напряжений [8].

Однако в имеющейся литературе отсутствуют систематические экспериментальные исследования, посвященные опалубке Proster®21 и ее влиянию на несущую способность и механизм разрушения коротких квадратных колонн при осевом сжатии, а также экспериментальные, численные и вычислительные исследования роли опалубки как каркаса, окружающего бетон, и ее роли в качестве продольной арматуры в инженерных расчетах. Поэтому существующие исследования не дают однозначного ответа относительно эффективности опалубки Proster®21 в сжатых элементах и того, как следует учитывать ее влияние при проектировании. Цель данного исследования — экспериментальное изучение влияния постоянной опалубки Proster®21 на несущую способность и механизм разрушения центрально сжатых коротких квадратных железобетонных колонн.

МЕТОД

Экспериментальная программа выполнена на образцах коротких квадратных железобетонных колонн с целью изучения влияния несъемной опалубки Proster®21 на несущую способность и механизм разрушения. Исследование включало две серии образцов, идентичных по размерам и армированию, но отличающихся типом опалубки.

1. Описание образцов

Были изготовлены и испытаны две колонны квадратного сечения 20 × 20 × 80 см [9] из бетона класса В25 с осадкой конуса П2 (5–9 см). Обе колонны имели одинаковое армирование: продольная арматура — 4 стержня диаметром 16 мм класса А500С, поперечная арматура (хомуты) — диаметром 6 мм класса А240 с шагом 150 мм по высоте колонны.

Колонна КК1 изготовлена в традиционной съемной опалубке, колонна КК3 — в несъемной опалубке Proster®21.

2. Характеристики материалов

Бетон

Бетонная смесь класса В25 приготовлена на портландцементе ЦЕМ I 42.5Н, с использованием кварцевого песка ($M_{кр} = 2,5$) и гранитного щебня фракции 5–20 мм [10]. Подвижность смеси соответствовала осадке конуса П2 (рис. 1).

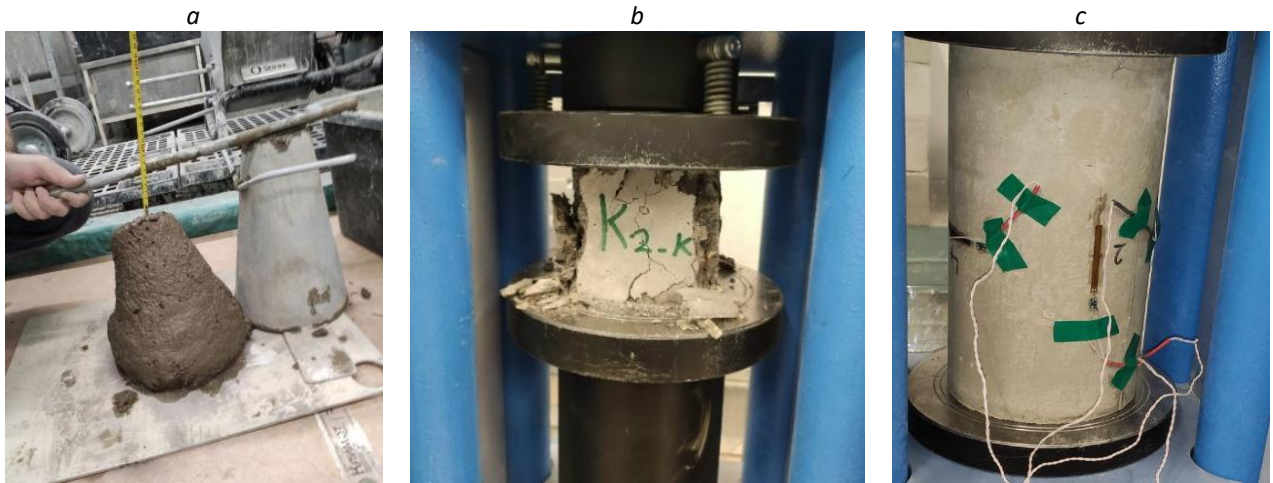


Рис. 1. *a* — измерение усадки конуса бетона; *b* и *c* — испытание кубических и цилиндрических образцов для определения несущей способности бетона [9, 10]

Fig. 1. *a* — slump test of concrete (measurement of concrete slump using a cone); *b* and *c* — testing of cube and cylinder specimens to determine the load-bearing capacity (compressive strength) of concrete [9, 10]

Арматура

Продольная арматура: стержни класса A500C диаметром 16 мм (площадь сечения $8,04 \text{ см}^2$) с нормативным сопротивлением 500 МПа.

Поперечная арматура: хомуты класса A240 диаметром 6 мм с нормативным сопротивлением 240 МПа.

Защитный слой бетона — 25 мм.

Несъемная опалубка Proster®21

Опалубка представляет собой перфорированные стальные листы толщиной 0,45 мм с продольными ребрами жесткости (рис. 2). Масса панелей составляет $3,5 \text{ кг/м}^2$.

Панели соединяются между собой замковым способом и крепятся к арматурному каркасу с помощью металлических клипс с шагом 300 мм.



Рис. 2. Изготовление опалубки Proster®21 требуемых размеров
Fig. 2. Manufacturing of Proster®21 formwork of the required dimensions

3. Изготовление образцов

Процесс изготовления включал следующие этапы.

Сборка арматурного каркаса — продольные стержни и поперечные хомуты объединялись вязальной проволокой в пространственный каркас (рис. 3).



Рис. 3. Сборка арматурного каркаса
Fig. 3. Manufacturing of reinforcement cage

4. Установка опалубки

Для КК1 использовалась съемная деревянная опалубка.

Для КК3 панели Proster®21 крепились к арматурному каркасу с помощью клипс, с перехлестом панелей в местах соединений.

Выдерживание — образцы выдерживались в опалубке 48 ч при температуре 20 ± 2 °С. Затем деревянная опалубка КК1 демонтировалась, а опалубка Proster®21 оставалась на КК3. Твердение — все образцы хранились в камере нормального твердения (влажность 95 %, температура 20 ± 2 °С) в течение 28 суток до испытания.

В средней части колонны — для измерения максимальных продольных и поперечных деформаций.

В верхней и нижней части колонны, на расстоянии 10 см от края — для оценки распределения деформаций по высоте.

Все датчики подключались к измерительному блоку TDS, который регистрировал данные в цифровом виде с высокой частотой (10 Гц) на протяжении всего испытания (рис. 4).



Рис. 4. Схема распределения датчиков на исследуемых образцах

Fig. 4. Scheme of strain gauges' placement on the specimens

5. Программа испытаний

Испытание проводилось поэтапно (табл. 1).
Предварительное нагружение: создание усилия 10 кН для устранения зазоров в системе.

Таблица 1 / Table 1

Режим нагружения / Testing regime			
Режим нагружения Loading Regime	Скорость нагружения до 700 кН Loading rate until 700 kN	Скорость нагружения свыше 700 кН Loading rate beyond 700 kN	Выдержка нагрузки Load exposing
Режим / Regime	4 кН/с / kN/s	2 кН/с / kN/s	30 с на каждом уровне с увеличением на 100 кН; 120 с при 400, 800, 1200, 1600 и 2000 кН 30 s at each step with increasing up to 100 kN; 120 s at 400, 800, 1,200, 1,600 and 2,000 kN

Визуальное наблюдение

В процессе испытания визуально фиксировались: нагрузка появления первых трещин; характер развития трещин; тип разрушения (смятие бетона, выпучивание арматуры, отслоение опалубки и т.д.).

Образцы фотографировались до и после испытания для документирования характера разрушения.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Общий вид образцов после испытаний приведен на рис. 5, 6 и в табл. 2.



Рис. 5. Расположение трещин и разрушение колонны KK1
Fig. 5. Crack patterns and failure of the column KK1

Трещины появились в верхней части колонны и распространились к середине, с явным разрушением бетонного покрытия и значительным расширением трещин до момента разрушения.



Рис. 6. Механизм разрушения колонны KK3
Fig. 6. Crack patterns and failure of the column KK3

Во время проведения испытания образования трещин не наблюдалось, что было связано с обоймой (опалубкой), ограничивающей бетон. Однако на основании показаний датчиков было установлено, что внутренние трещины в ядре бетона начали формироваться, но при нагрузках, в 1,5 раза превышающих те, что имели место в случае колонны без ограничивающей обоймы, — вследствие сдерживающего эффекта обоймы [11] в процессе нагружения. Также было отмечено, что разрушение проявилось в виде локального выпучивания обоймы и частичного отслоения обоймы от бетона, при этом полного разрушения и обрушения защитного слоя бетона не произошло, в отличие от того, что наблюдалось при разрушении колонны KK1.

Таблица 2 / Table 2

Результаты испытаний колонны / Test results for columns

Номер образца Specimen number	Форма сечения Cross section	Размеры, мм Dimensions, mm	Продольное армирование Longitudinal reinforcement	Опалубка Proster®21 Formwork Proster®21	Разрушающая нагрузка, кН Failure Load, kN	Изменение по сравнению с эталоном Comparison with reference specimen
KK1	Квадрат Square	20 × 20 × 80	4Φ16	Нет / No	1145,19	Эталон / Reference
KK3	Квадрат Square	20 × 20 × 80	4Φ16	Да / Yes	1306,00	▲ 14,00 %

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Применение несъемной опалубки Proster®21 обеспечивает увеличение несущей способности центрально-сжатых колонн на 14,0 % по сравнению с колоннами в съемной опалубке при одинаковых геометрических параметрах и армировании.

Разрушение образца с опалубкой происходило по вязкому механизму (локальное выпучивание и частичное отслоение опалубки) без полного обрушения защитного слоя, в отличие от эталонного образца, где наблюдалось полное разрушение.

Полученные результаты подтверждают, что несъемная опалубка Proster®21 выполняет конструктивную функцию, изменяя распределение напряжений и механизм разрушения сжатых элементов, что требует ее учета при проектировании.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алзаибак К., Окольникова Г.Э. Значение и эффективность стальной несъемной опалубки Proster®21 в современном строительстве // Экономика строительства. 2024. № 4. С. 139–144.
2. Фролова А.В. Виды несъемной опалубки и ее применение в монолитном строительстве // Молодой ученый. 2023. № 19 (466). С. 124–127.
3. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М. : Минстрой России, 2018. 156 с.
4. Афанасьев А.А. Возведение зданий и сооружений из монолитного железобетона. М. : Стройиздат, 1990. 280 с.
5. Гарькин И.Н. Технология применения несъемной опалубки в монолитном строительстве // Аллея науки. 2018. Т. 2. № 2 (18). С. 376–379.
6. Al-Hamd R.K.S. Behavior of Reinforced Concrete Columns Strengthened by Steel Jacketing // Engineering and Technology Journal. 2024. Vol. 42. Issue 4. Pp. 414–426.
7. Носков И.В. Возведение нулевого цикла без стационарного крана // Жилищное строительство. 2020. № 9. С. 44–48.
8. Bang J.S., Ha S.J., Hwang J.Y., Ahn J.-H., Yim H.J. Hybrid RC columns with 3D printed formworks: A case study on process-informed structural integrity // Case Studies in Construction Materials. 2026. Vol. 24. P. e05860.
9. ГОСТ 22685–77. Формы для изготовления контрольных образцов бетона. Технические условия.
10. ГОСТ 10181–2014. Смеси бетонные. Методы испытаний.
11. Тамразян А.Г. Анализ поведения спирально армированных железобетонных колонн из высокопрочного бетона при центральном сжатии // Железобетонные конструкции. 2025. № 11(3). С. 3–20. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.3-20

REFERENCES

1. Alzaibak K., Okolnikova G.E. Significance and efficiency of steel permanent formwork Proster®21 in modern construction. *Construction Economics*. 2024; 4:139-144. (In Russian).
2. Frolova A.V. Types of permanent formwork and its application in monolithic construction. *Young Scientist*. 2023; 19(466):124-127. (In Russian).
3. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Moscow, Ministry of Russia, 2018; 156. (In Russian).
4. Afanasyev A.A. *Construction of buildings and structures from monolithic reinforced concrete*. Moscow, Stroyizdat, 1990; 280. (In Russian).
5. Garkin I.N. Technology of application of permanent formwork in monolithic construction. *Alley of Science*. 2018; 2:2(18):376-379. (In Russian).
6. Al-Hamd R.K.S. Behavior of Reinforced Concrete Columns Strengthened by Steel Jacketing. *Engineering and Technology Journal*. 2024; 42(4):414-426.
7. Noskov I.V. Construction of a zero cycle without a stationary crane. *Housing Construction*. 2020; 9:44-48. (In Russian).
8. Bang J.S., Ha S.J., Hwang J.Y., Ahn J.-H., Yim H.J. Hybrid RC columns with 3D printed formworks: A case study on process-informed structural integrity. *Case Studies in Construction Materials*. 2026; 24:e05860.
9. GOST 22685–77. Molds for manufacturing concrete control specimens. Technical specifications. (In Russian).
10. GOST 10181–2014. Concrete mixtures. Test methods. (In Russian).
11. Tamrazyan A.G. Analysis of the Behavior of Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns under Central Compression. *Reinforced concrete structures*. 2025; 11(3):3-20. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.3-20 (In Russian).



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. Mirsaypov**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

Mirsayapov 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. Mirsayapov, 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: mirsayapovit@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).

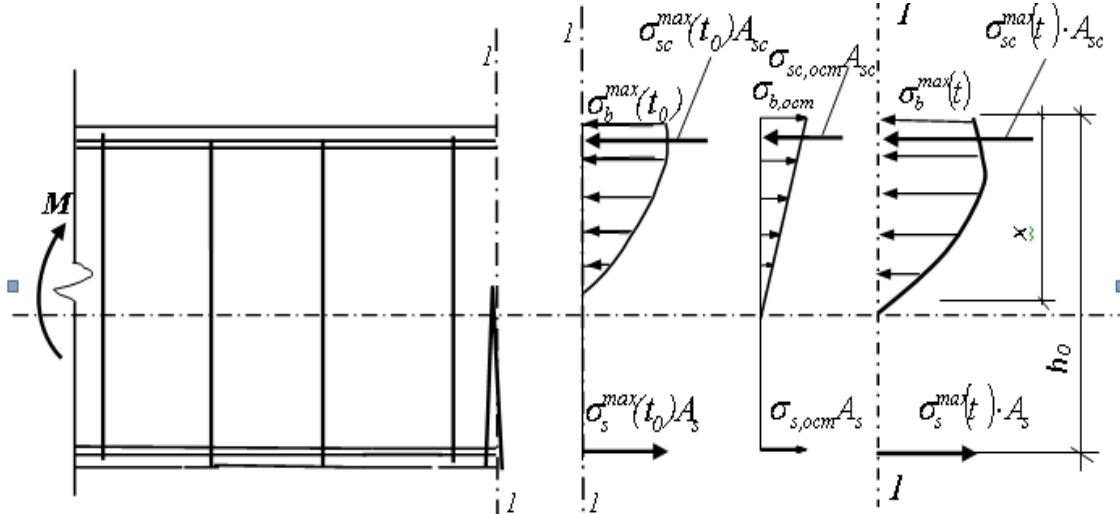


Рис. 1. Расчетная модель изгибаемого элемента

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:

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

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

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

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.

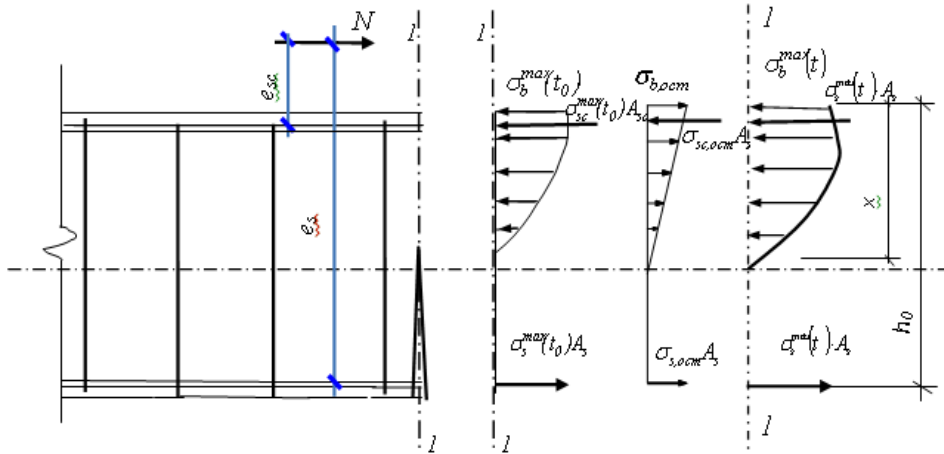


Рис. 2. Расчетная модель внецентренно сжатого элемента
Fig. 2. Calculation model of an eccentrically compressed member

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).

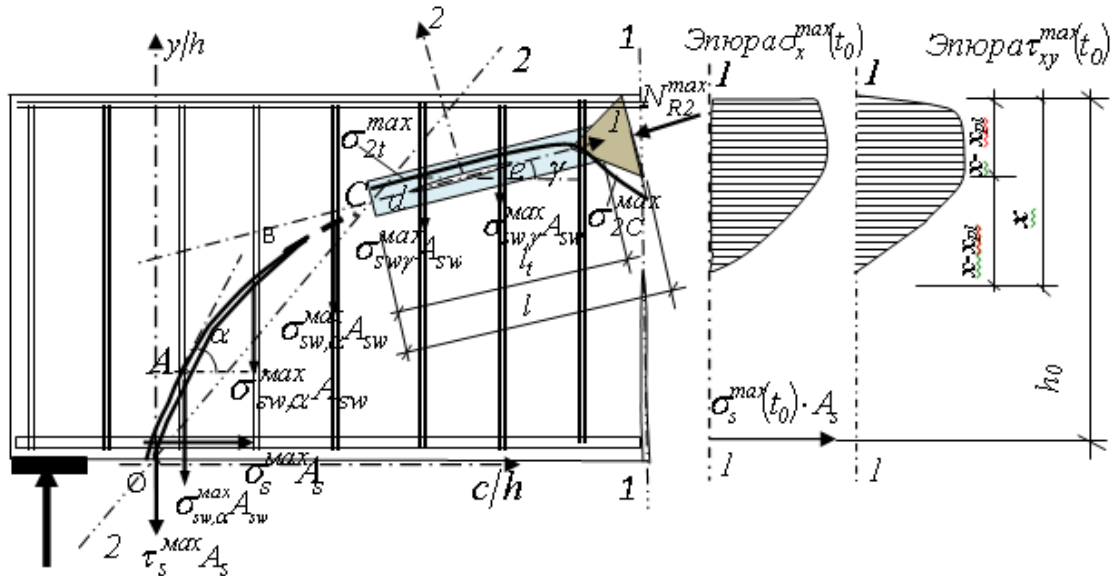


Рис. 3. Расчетная модель при больших пролетах среза и при равномерно-распределенной нагрузке
Fig. 3. Calculation model of a beam at large shear span and under evenly distributed load

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).

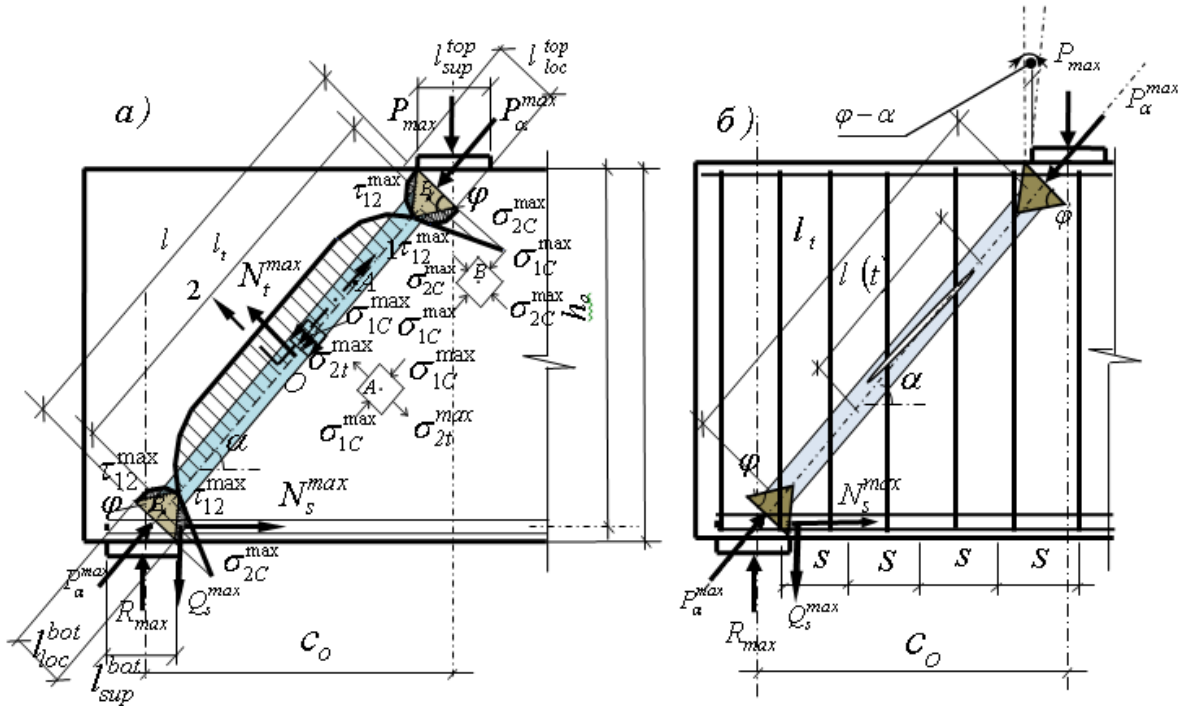


Рис. 4. Расчетные модели при малых пролетах среза

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).

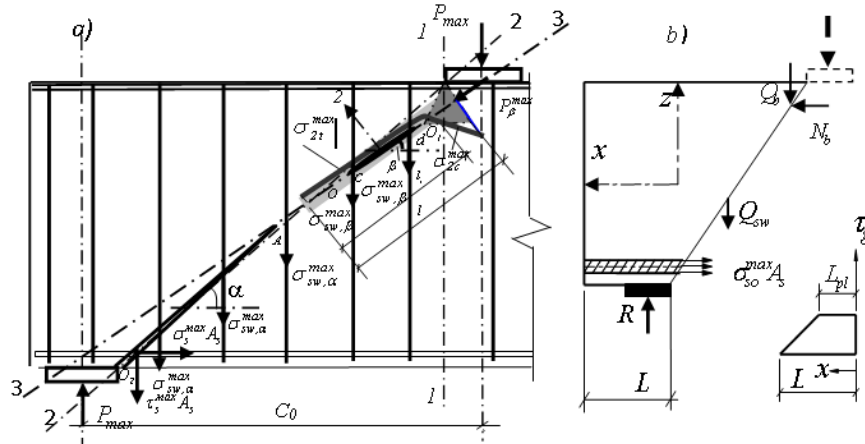


Рис. 5. Расчетные модели: балок при средних пролетах среза (а); заделки продольной арматуры в бетоне (b)
Fig. 5. Calculation model: beams at middle shear span (a); steel rebar embedding in concrete (b)

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 φ . 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].

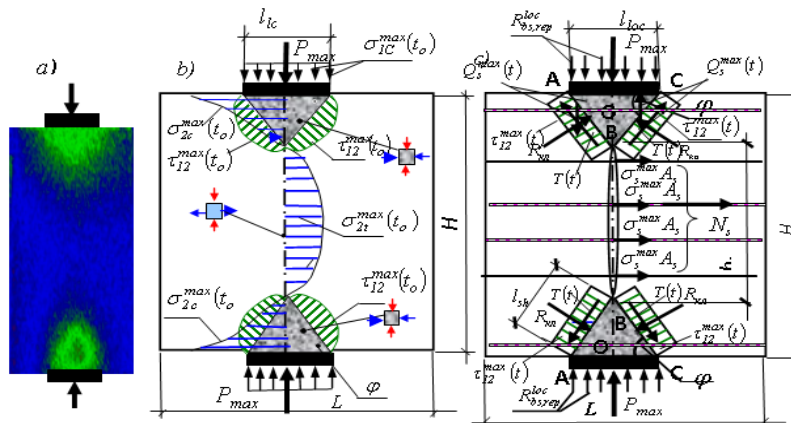


Рис. 6. Расчетные модели при местном циклическом сжатии: а — термограммы; б — бетона; в — железобетона
Fig. 6. Calculation models of concrete members under cyclic compression: a — thermogram; b — concrete; c — reinforced concrete

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:

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

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. Augéard 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 fiber reinforced 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

ПРАВИЛА ДЛЯ АВТОРОВ

В журнале «Железобетонные конструкции» публикуются оригинальные, ранее не опубликованные статьи, содержащие полученные авторами новые научные результаты, представляющие международный интерес. Статьи публикуются для широкой международной читательской аудитории.

Статьи принимаются по следующим тематикам:

- Обоснование, исследование и разработка новых типов несущих и ограждающих железобетонных конструкций.
- Обоснование, разработка и оптимизация конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, экономической и конструкционной безопасности на основе математического моделирования с использованием автоматизированных средств исследований и проектирования.
- Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых, восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности.
- Разработка и совершенствование методов и систем контроля качества строительных конструкций зданий и сооружений в период их строительства, эксплуатации, усиления и восстановления.
- Методы оценки, мониторинга и диагностики технического состояния, усиление и восстановление конструкций и элементов эксплуатируемых зданий и сооружений.
- Оптимальное проектирование железобетонных конструкций.
- Исследование конструктивной безопасности и живучести строительных систем при проектных и запроектных воздействиях.
- Разработка методов расчета железобетонных конструкций при различных силовых и средовых воздействиях, прогнозирование сроков их службы.
- Снижение рисков и обеспечение надежности и конструктивной безопасности зданий и сооружений при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера (огневых, различных динамических, аварийных ударных) и запроектных воздействиях.
- Развитие теории расчета железобетонных конструкций.
- Сейсмостойкость зданий и сооружений.
- Компьютерное моделирование в строительстве.

К рассмотрению принимаются статьи со структурой, соответствующей международному стандарту **IMRAD**.

1. **Введение (Introduction)**. Раздел, который начинается с описания объекта исследования, затем формулируется актуальность исследования. Приводится обзор мировой литературы, подтверждающий отсутствие в литературных источниках решения данной задачи и указывающий предшественников, на исследованиях которых базируется работа. Формулируется постановка цели исследования, вытекающая из результатов обзора литературы и содержащая перечень намеченных к решению задач.

2. **Метод (Methods)**. В данном разделе подробно описывается выбранный метод исследования. Метод должен быть расписан таким образом, чтобы другой исследователь был способен его воспроизвести.

3. **Результаты и обсуждение (Results and Discussion)**. Результаты рекомендуется представлять преимущественно в виде таблиц, графиков и других иллюстраций. Этот раздел включает анализ полученных результатов, их интерпретацию, сравнение с результатами других авторов.

4. **Заключение (Conclusions)**, в котором кратко подводятся итоги научного исследования. Заключение содержит нумерованные выводы, кратко формулирующие основные научные результаты статьи как установленные авторами зависимости (связи) между параметрами объекта исследования. Выводы должны логически соответствовать поставленным в начале статьи задачам.

5. **Благодарности (Acknowledgement)**. Данный раздел не является обязательным, в нем выражается благодарность за финансовую, информационную и другую поддержку, оказанную в ходе написания статьи.

Представительный список литературы к обзору состояния исследований в мировой научной литературе по рассматриваемой в статье проблеме (раздел **Введение**) характеризует актуальность и качественный уровень проведенных автором исследований. Данные рекомендации составлены согласно общемировым тенденциям и способствуют большей открытости научных публикаций, а также улучшают показатели статей и их авторов в базах данных.

Рекомендации по полноте и представительности:

1. **Объем**. В список литературы рекомендуется включать ссылки на научные статьи, монографии, сборники статей, сборники конференций, электронные ресурсы с указанием даты обращения, патенты. Рекомендуемый объем списка литературы — 20–40 источников, не считая труднодоступных и нормативных источников, а также ссылок на интернет-ресурсы, не являющиеся научными периодическими изданиями. Под труднодоступными ис-

точниками понимаются отчеты, альбомы типовых решений и другие подобные источники, отсутствующие в каталогах ведущих российских библиотек-депозитариев (ГПНТБ, РНБ, РГБ). Под нормативными источниками понимаются законы, ГОСТы, СНиПы, СП, а также их иностранные аналоги. Под интернет-ресурсами понимаются сайты в сети Интернет, публикующие информацию без осуществления научного рецензирования. Труднодоступные и нормативные источники рекомендуется упоминать в тексте статьи. Настоятельно не рекомендуем включать в список литературы ссылки на диссертации, авторефераты диссертаций, учебники, учебно-методические пособия, конспекты лекций и другую учебную литературу.

2. Актуальность. Для представительного обзора литературы необходимо, чтобы источники были актуальными. Рекомендуем иметь в списке литературы не менее 8 публикаций, опубликованных за последние 10 лет, 5 из них — не старше 3 лет.

3. География. Согласно требованиям журнала, обзор литературы должен подтверждать отсутствие решения поставленной цели в мировой литературе, в связи с чем рекомендуем иметь в списке литературы не только российские, но и иностранные публикации. Рекомендуемый объем — не менее половины от общего числа источников в списке литературы. Под иностранными источниками понимаются публикации, опубликованные в иностранном журнале (не российском). Язык публикации в данном случае не имеет значения.

4. Уровень публикаций. Рекомендуется, чтобы не менее 6 из иностранных и не менее 6 из российских источников были включены в один из ведущих индексов цитирования:

- Web of Science;
- Scopus;
- Российский индекс научного цитирования.

5. Самоцитирование. В рамках ограничения самоцитирования **не рекомендуется включать более 5 источников, автором или соавтором которых являются авторы статьи.**

Цитируемая литература приводится общим списком в конце статьи в порядке упоминания источников в тексте. Порядковый номер в тексте заключается в квадратные скобки (например, [9], [11, 12], [16–20]). Текст статьи должен содержать ссылки на все источники из списка литературы.

Просим Вас при ссылке на источник использовать его официальные метаданные как на русском, так и на английском языке, указанные в источнике. Приветствуется указывать DOI в случае его наличия.

Список литературы на русском языке должен быть оформлен в соответствии с ГОСТ 7.0.5–2008.

Рекомендуется при оформлении списка литературы использовать приложение Mendeley для Windows или Mac — <https://www.mendeley.com> Стиль оформления русскоязычного списка литературы — Russian GOST R 7.0.5–2008 (numeric).

В списке литературы на английском языке русскоязычные источники, не имеющие перевода на английский язык, указываются в транслитерации и с приблизительным переводом на английский язык в квадратных скобках. Транслитерация осуществляется по системе Библиотеки Конгресса США (ALA-LC).

Рекомендуемый объем статей: от 15 000 до 30 000 знаков с пробелами.

Гарнитура шрифта — Times New Roman. Размер шрифта основного текста — 12; заглавия — 14; аннотации, подрисуночных надписей, содержания таблиц, списка литературы — 10, междустрочный интервал — одинарный, абзацный отступ — 0,75 см.

С полной версией требований к оформлению научных статей можно ознакомиться на сайте:
<https://g-b-k.ru>