

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 69.07

DOI: 10.22227/2305-5502.2026.1.1

Анализ коррозионно-поврежденных монолитных железобетонных балок ребристой плиты перекрытия

Дмитрий Сергеевич Попов, Радион Александрович Ланцов

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Выполнен нелинейный численный расчет монолитного ребристого многопролетного перекрытия для оценки влияния коррозионных повреждений арматуры и бетона на напряженно-деформированное состояние (НДС). Коррозионное повреждение арматуры принималось равным 25 %, потери сечения стержня на 70 % длины балки. Поврежденный бетон прочностью В5.

Материалы и методы. Построены конечно-элементные модели натурных испытаний и проведены их верификационные численные расчеты; конечно-элементная модель из объемных конечных элементов фрагмента ребристой плиты перекрытия для анализа НДС. Учтены законы нелинейного деформирования бетона и арматуры.

Результаты. Получены растягивающие напряжения в арматурных стержнях коррозионно-поврежденной и неповрежденной моделях, на основании которых построены графические зависимости перераспределения усилий в монолитных балках. Осуществлен сравнительный анализ прогибов и размеров сжатой зоны плиты в поврежденных и неповрежденных численных моделях.

Выводы. Определено качественное влияние на перераспределение усилий в монолитных коррозионно-поврежденных и неповрежденных балках по критерию образования пластического шарнира. Выявлено увеличение прогиба и размера сжатой зоны плиты в поврежденных моделях на 23 %.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: перераспределение усилий, железобетонная балка, коррозия железобетона, пластический шарнир, несущая способность, напряженно-деформированное состояние, нелинейность

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Попов Д.С., Ланцов Р.А. Анализ коррозионно-поврежденных монолитных железобетонных балок ребристой плиты перекрытия // Строительство: наука и образование. 2026. Т. 16. Вып. 1. Ст. 1. URL: <http://nsjournal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2026.1.1

Автор, ответственный за переписку: Дмитрий Сергеевич Попов, PopovDS@mgsu.ru.

Analysis of corrosion-damaged monolithic reinforced concrete beams in a ribbed floor slab

Dmitry S. Popov, Radion A. Lantsov

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

ABSTRACT

Introduction. A nonlinear numerical analysis of a monolithic ribbed multi-span floor slab was performed to assess the influence of corrosion damage to reinforcement and concrete on the stress-strain state. Corrosion damage to the reinforcement was taken as a 25 % loss of the bar cross-section along 70 % of the beam length. Damaged concrete was assumed to have a strength class of B5.

Materials and methods. Finite element models of full-scale tests were developed and their verification numerical calculations were performed. A finite element model of a fragment of the ribbed floor slab using solid finite elements was developed for stress-strain state analysis. The laws of nonlinear deformation for concrete and reinforcement were taken into account.

Results. Tensile stresses in the reinforcement bars were obtained for both the corrosion-damaged and undamaged models. Based on these results, graphical dependencies illustrating the redistribution of forces in the monolithic beams were plotted. A comparative analysis of deflections and the size of the compressed zone of the slab in the damaged and undamaged numerical models was performed.

Conclusions. The qualitative influence on the redistribution of forces in monolithic corrosion-damaged and undamaged beams was determined based on the criterion of plastic hinge formation. An increase in deflection and the size of the slab's compressed zone by 23 % was identified in the damaged models.

KEYWORDS: force redistribution, reinforced concrete beam, reinforced concrete corrosion, plastic hinge, load-bearing capacity, stress-strain state, nonlinearity

FOR CITATION: Popov D.S., Lantsov R.A. Analysis of corrosion-damaged monolithic reinforced concrete beams in a ribbed floor slab. *Construction: Science and Education*. 2026; 16(1):1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2026.1.1

Corresponding author: Dmitry S. Popov, PopovDS@mgsu.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Продолжительная эксплуатация железобетонных элементов в условиях агрессивных сред вызывает появление коррозионных повреждений бетона и арматуры. Коррозионные повреждения арматуры приводят к уменьшению сечения, а повреждения бетона — к ослаблению прочностных и деформативных характеристик, что отражается на снижении несущей способности таких железобетонных элементов. На современном этапе остается малоизученным факт перераспределения усилий в многопролетных монолитных железобетонных коррозионно-поврежденных ребристых плитах перекрытия, что подтверждает актуальность настоящего исследования.

Осуществлены экспериментальные исследования коррозионно-поврежденных железобетонных балок, предложена методика расчета данных конструкций, учитывающая постепенное сокращение площади сечения арматурных стержней [1].

Важным анализируемым параметром является сцепление коррозионно-поврежденной арматуры с бетоном, выполнены экспериментальные исследования с акцентом на изменения напряженно-деформированного состояния (НДС) изгибаемых элементов при нарушении сцепления арматуры с бетоном [2]. По их результатам определены характерные схемы трещинообразования в зависимости от степени повреждения арматурных стержней.

Проведенные экспериментальные исследования НДС бетона в зоне контакта с арматурой [3] позволили оценить этапы возникновения трещин на крайней фибре конструкции за счет давления продуктов коррозии на защитный слой бетона. Изучалось длительное сопротивление железобетонных конструкций, подверженных агрессивному воздействию, по результатам которых получены практические коэффициенты, используемые при поверочных расчетах.

Анализировались коррозионно-поврежденные элементы при динамическом нагружении [4], установлено, что прочность бетона, подверженного агрессивному воздействию, меньше при динамическом нагружении, чем при статическом. Предложена методика расчета внецентренно сжатых элементов с нарушенным сцеплением растянутой арматуры с бетоном.

Представлена практическая методика расчета [5, 6], учитывающая экспоненциальную деградацию коррозионно-поврежденного бетона в сжатой зоне.

Сжатая зона бетона разделяется на три слоя: поврежденный, переходный, неповрежденный. Этот подход аккумулировал эволюцию развития учета поврежденного бетона в сжатой зоне при прочностных расчетах конструкций.

В работе [7] предложена методика оценки НДС железобетонных конструкций, подверженных агрессивным воздействиям на разных стадиях работы бетона (от трещинообразования до разрушения).

Рассматриваются вопросы долговечности промышленных и инженерных зданий, эксплуатируемых в агрессивных средах, представлена методика расчета коррозионно-поврежденных элементов с учетом вероятности разрушения с применением коэффициента безопасности срока службы [8].

Воздействие агрессивных сред несомненно приводит к изменению физико-механических характеристик бетона и арматуры, проведенные экспериментально-теоретические исследования [9] позволили предложить метод определения прочностных и деформативных характеристик таких конструкций.

Влияние агрессивной среды ведет за собой не только изменение деформативных характеристик, но и требует адаптации расчетов поврежденных конструкций. Предложена методика расчета по образованию трещин в сборно-монолитных конструкциях с учетом физически нелинейных характеристик материалов [10].

Экспериментальные исследования [11] показали отрицательное влияние коррозионного повреждения арматурных стержней на их сцепление с бетоном. Натурные исследования определили закономерности НДС в зоне около коррозионного арматурного стержня от давления продуктов коррозии, по результатам выведен коэффициент, учитывающий снижение сцепления арматуры с бетоном в зависимости от степени повреждений.

Рассматривалась работа железобетонных коррозионно-поврежденных конструкций с учетом наследственных изменений за счет агрессивного воздействия внешней среды [12], приведена методика расчета таких конструкций, включая адаптацию расчета жесткостей с учетом нелинейного деформирования бетона в условиях ползучести.

Имеются предложения моделей по расчету железобетонных элементов при двухосном напряженном состоянии (рис. 1) с учетом влияния глубины проникновения агрессивной среды [13]. Расчетной моделью служит полый цилиндр с толщиной сте-

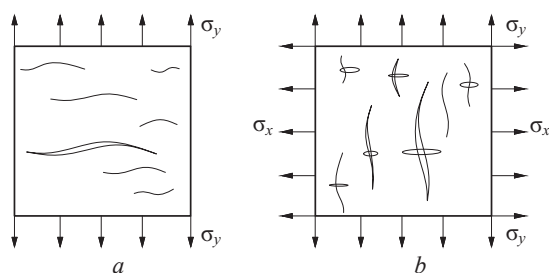


Рис. 1. Структура бетона: *a* — при одноосном растяжении; *b* — при двухосном растяжении

нок, равной величине защитного слоя бетона, установлено, что значение давления от продуктов коррозии арматуры на стенки составляет от 10 до 200 Па в зависимости от степени повреждений.

В рамках обследования строительных конструкций [14] оценена коррозионно-поврежденная тавровая балка на предмет степени повреждения бетона и арматуры с последующим предложением комбинированного метода моделирования таких конструкций. Метод заключается в создании конструкций с помощью объемных конечных элементов (КЭ), при этом параметры повреждения конструкции коррозией учитываются дополнительными КЭ с уменьшенными жесткостными характеристиками. Модуль деформаций вычисляется интегрально с учетом уровня нагружения и степени коррозионного повреждения бетона.

Существуют и другие экспериментально-теоретические исследования [15–23] коррозионно-поврежденных сжатых и изгибаемых железобетонных элементов, результатами которых являются различные уравнения и зависимости, направленные на оценку НДС элементов, испытывающих силовые и средовые воздействия. Также имеются подобные численные исследования [24–26], не менее важные, чем натурные испытания, позволяющие оценить конструкции с различными исходными вариантами средовых повреждений.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

На первом этапе выполнялись численные верификационные расчеты моделей, идентичные экспериментальным исследованиям, проводимым в рамках натурных испытаний [1, 2]. Критерии сходимости — предельное значение изгибающего момента и соответствующий ему прогиб испытываемых балок. Расчеты осуществлялись в физически нелинейной постановке, применялись прочностные характеристики материалов, аналогичные натурным образцам.

Далее приведены значения сходимости результатов экспериментальных разрушающих усилий с численными расчетами:

$$\frac{P_{exp}}{P_{fem}} = \frac{3,0}{3,6} = 0,83 \approx 0,8 \quad (1)$$

$$\frac{M_{exp}}{M_{fem}} = \frac{45,2}{50,1} = 0,90 \approx 0,9 \quad (2)$$

Достоверность разработанной численной модели подтверждается ее сопоставлением с результатами физических экспериментов. Максимальное отклонение по разрушающим усилиям (1), (2) не превышает 14 %, что указывает на правильность учета в численной модели ключевых параметров: механических характеристик материалов, граничных условий и нелинейного поведения бетона и арматуры. В связи с этим верифицированная модель может быть использована для дальнейших численных исследований монолитных ребристых перекрытий.

На втором этапе проводилось моделирование монолитного ребристого перекрытия с толщиной плиты 200 мм, баками размером 400 × 400 мм и колоннами размером 400 × 400 мм, установленными с шагом 6,0 м (рис. 2). Расчетная модель перекрытия представляет собой один полный пролет и половину пролета в каждую сторону с граничными условиями конечных участков вдоль осей *X* и *Y*, тем самым моделируется многопролетная ребристая плита перекрытия.

Плита моделировалась объемными КЭ с размером грани 40 × 40 × 40 мм (использовался нелинейный тип конечных элементов № 236), арматура моделировалась отдельными стержнями так же с применением нелинейного стержневого КЭ № 210.

Использовался класс бетона В20, класс арматуры А500 в физически нелинейной постановке, бетон описан экспоненциальной, арматура билинейной зависимостью.

Армирование плиты и балки подобрано на основе предварительных расчетов (рис. 3):

- основное армирование плиты — Ø 8 мм, шаг 200 мм;
- дополнительное нижнее армирование плиты — Ø 8 мм, шаг 200 мм;
- дополнительное верхнее армирование плиты — Ø 12 мм, шаг 200 мм;
- армирование балки в нижней зоне — 2Ø 12 мм + 3Ø 14 мм (дополнительная в пролетной зоне);
- армирование балки в верхней зоне — 2Ø 10 мм + 3Ø 14 мм (дополнительная в опорной зоне).

Создавалось два нагружения: первое является собственным весом, второе основное нагружение составляет 6,6 т/м², соответствующее полному раз-

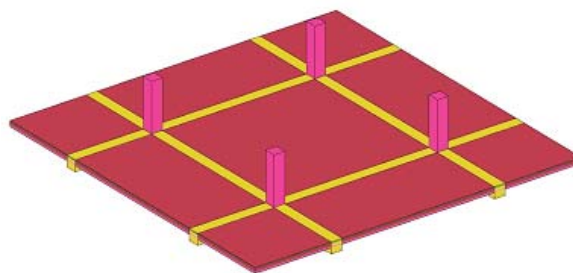


Рис. 2. Конечно-элементная модель ребристой плиты перекрытия

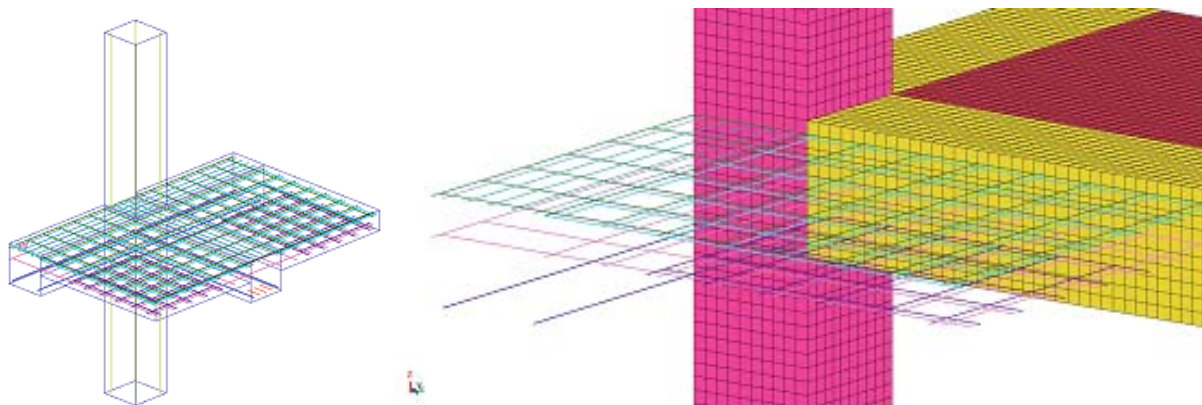


Рис. 3. Армирование узла сопряжения колонны, балки и плиты ребристой плиты перекрытия в расчетной модели

рушению перекрытия, установленное после предварительных расчетов. Для более точного определения значения внешней нагрузки при образовании пластических шарниров данное загрузение разделилось на 66 шагов.

Всего смоделировано два варианта ребристой плиты перекрытия — в нормальном состоянии (неповрежденная) и с коррозионно-поврежденными балками.

Коррозионное повреждение балок моделировалось одним вариантом, а именно: повреждение присутствует в нижней части на 70 % длины балки, высотой 40 мм (защитного слоя бетона), в данной зоне площадь сечения растянутой арматуры снижена на 25 %; коррозионно-поврежденный бетон моделировался классом В5.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Ключевые результаты численных исследований поврежденных и неповрежденных монолитных железобетонных балок:

- значения растягивающих усилий в арматурных стержнях пролетной и опорной зоны балки при постепенном нагружении;

Табл. 1. Напряжение в стержнях арматуры неповрежденных балок плиты перекрытия

Процент нагрузки, %	Напряжение σ , МПа		
	Область балки		
	Опора	Пролет	Опора
10	35,62	37,51	35,62
20	72,67	70,46	72,67
40	162,75	150,45	162,75
60	326,41	299,23	326,41
80	494,44	506,71	494,44
100	494,50	506,73	494,50

- значения прогибов балок при достижении предельных нагрузок;
- размер сжатой зоны бетона монолитной плиты перекрытия в предельной стадии перед разрушением.

В табл. 1 представлены значения растягивающих напряжений в опорной и пролетной зонах неповрежденной балки перекрытия, образование пластического шарнира, т.е. достижение арматурой площадки текучести соответствует напряжениям 500 МПа.

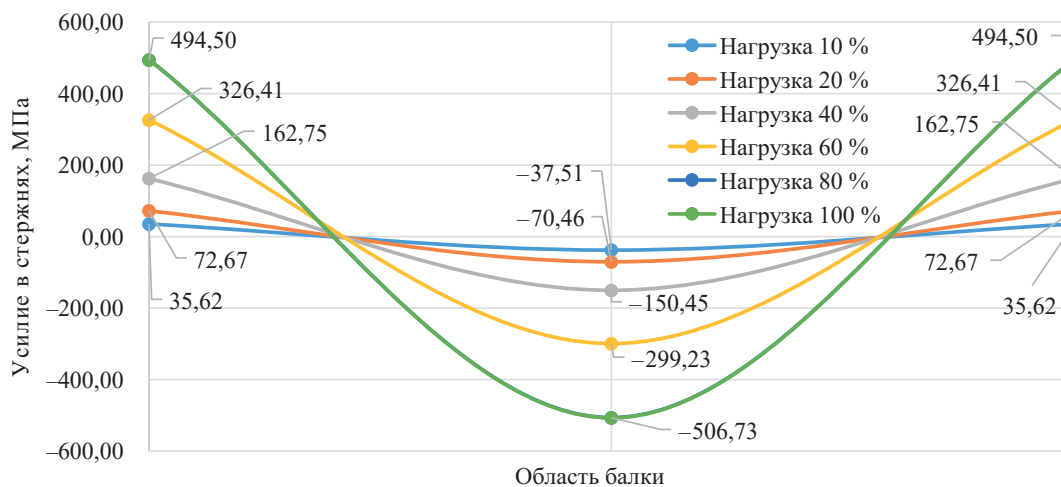


Рис. 4. Диаграмма распределения напряжений в арматуре неповрежденной балки ребристой плиты перекрытия

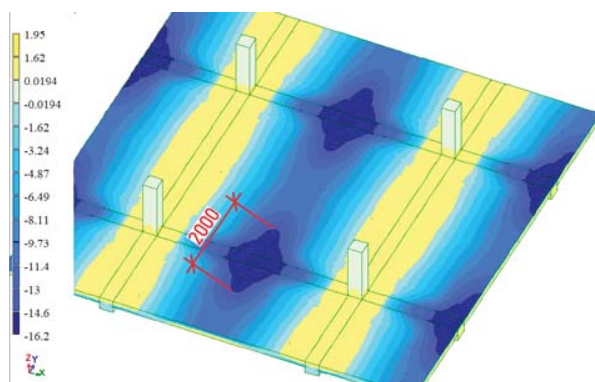


Рис. 5. Длина сжатой зоны бетона неповрежденной ребристой плиты перекрытия в направлении Y

Результаты анализа свидетельствуют, что в арматуре балки ребристой плиты перекрытия первый пластический шарнир формируется в пролетной зоне при достижении 78 % от нагрузки. Полное нагружение конструкции (100 %), сопровождающееся образованием трех пластических шарниров, соответствует прогибу величиной 107,1 мм. На рис. 4 отображена эпюра растягивающих напряжений в продольной арматуре, где представлены их значения (в середине графика пролетные напряжения слева и справа опорные).

Возникновение пластического шарнира в пролете и последующий рост нагрузки вызывают перераспределение внутренних усилий не только между опорными сечениями балки, но и с вовлечением в работу плиты перекрытия. В связи с этим была выполнена оценка протяженности зоны сжатого бетона в монолитной плите перекрытия.

Замер габарита сжатой области бетона был произведен при нагрузке 78 %, соответствующей образованию первого пластического шарнира. Как видно из рис. 5, протяженность этой зоны в плане достигла 2,6 м. Сравнение данного параметра позволяет оценить степень влияния коррозионных повреждений монолитных балок на НДС элементов железобетонного перекрытия.

Табл. 2. Напряжения в растянутых арматурных стержнях коррозионно-поврежденной балки

Процент нагрузки, %	Напряжение σ , МПа		
	Опора	Пролет	Опора
10	37,84	36,72	37,84
20	69,27	65,08	69,27
40	165,55	154,91	165,55
60	342,79	323,39	343,02
80	504,35	503,95	508,22
100	504,43	504,00	508,29

В табл. 2 приведены возникающие напряжения в растянутых арматурных стержнях коррозионно-поврежденных балок в пролетной и опорных частях на последовательных этапах нагружения. Наличие пластического шарнира характеризуется достижением напряжения 500 МПа.

Полученные результаты напряжений в арматурных стержнях показывают, что первый пластический шарнир возникает в опорной зоне балки при 74 % нагружения, а при 75 % нагружения — в пролетной зоне балки, что отличается от неповрежденных балок последовательностью достижения площадки текучести в арматуре. При этом ввиду незначительного расхождения можно сказать, что в данном варианте пластический шарнир возникает во всех зонах балки ребристой плиты перекрытия одновременно.

На рис. 6 показана диаграмма распределений растягивающих напряжений в арматуре (слева и справа опорные напряжения, в середине пролетные).

Прогиб балки в момент образования трех пластических шарниров, имеющий коррозионные повреждения, составил 131,7 мм, соотношение с прогибом неповрежденных балок составило:

$$\Delta = \left(1 - \frac{f_n}{f_{n2}}\right) \cdot 100 \% = \left(1 - \frac{101,7}{131,7}\right) \cdot 100 \% \approx 23 \%$$

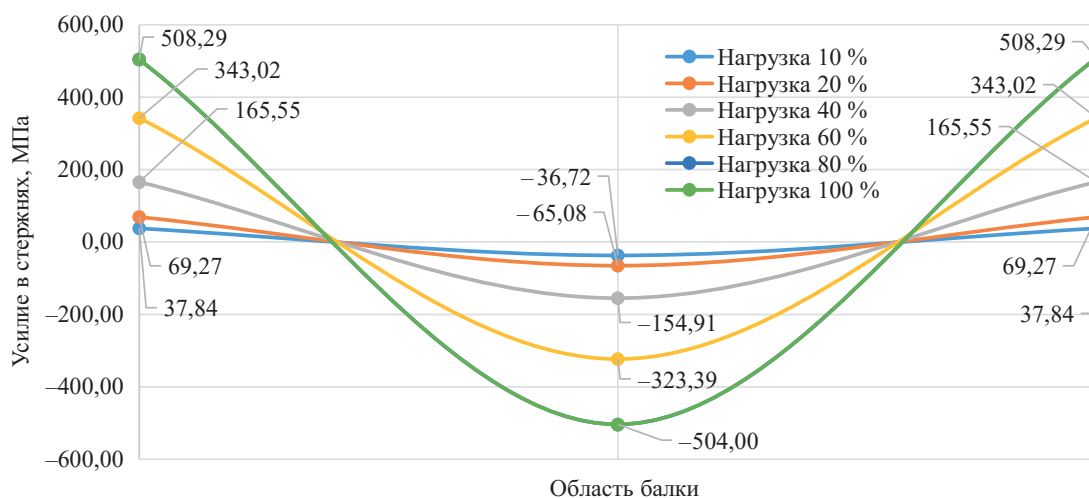


Рис. 6. Диаграмма распределения напряжений в арматуре коррозионно-поврежденной балки ребристой плиты перекрытия

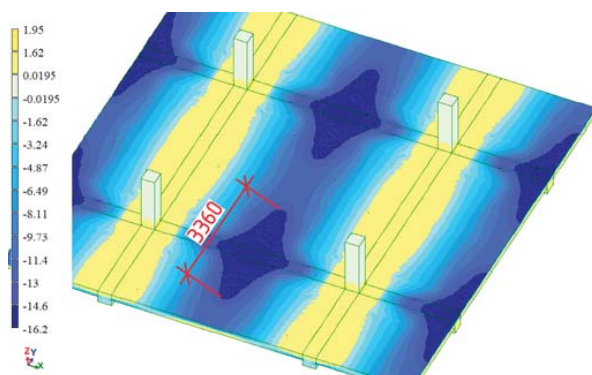


Рис. 7. Измерение габарита сжатой зоны бетона ребристой плиты перекрытия с коррозионными повреждениями всех балок

где f_n — прогиб неповрежденной железобетонной балки при образовании трех пластических шарниров; f_{n2} — прогиб балки с коррозионным повреждением при образовании трех пластических шарниров.

Наличие коррозионных повреждений балки приводит не только к иной последовательности возникновения пластических шарниров, увеличению прогиба, но и к увеличению размеров сжатой области монолитной плиты перекрытия (рис. 7).

Для ребристой плиты с корродированными балками зафиксировано увеличение сжатой области бетона монолитной плиты до 3,36 м. Сравнительный анализ показывает, что разница в размерах этой зоны для плит в неповрежденном и поврежденном состояниях достигает:

$$\Delta = \left(1 - \frac{l_n}{l_{n2}}\right) \cdot 100\% = \left(1 - \frac{2,6}{3,36}\right) \cdot 100\% \approx 23\%,$$

где l_n — наибольший габарит сжатой области плиты перекрытия в неповрежденном состоянии при образовании первого пластического шарнира; l_{n2} — наи-

большой габарит сжатой области плиты перекрытия в балке с коррозионным повреждением при образовании первого пластического шарнира.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Анализ НДС неповрежденных и поврежденных коррозией балок железобетонного ребристого перекрытия подтвердил влияние коррозионных дефектов на работу конструкции и характер распределения внутренних усилий. На основании проведенного численного моделирования и сравнения результатов можно сформулировать следующие выводы:

1. Наиболее существенное изменение НДС наблюдается по критерию возникновения пластических шарниров в балках. В поврежденных балках предел текучести арматуры достигается при 74–75 % от расчетной нагрузки, что на 3 % меньше по сравнению с моделью без коррозии. Кроме того, в неповрежденной балке первый пластический шарнир образуется только в пролете, тогда как в коррозионно-поврежденной модели он возникает одновременно в пролетной и опорной зонах. Это указывает на изменение механизма перераспределения усилий в растянутой арматуре и подтверждает трансформацию НДС в конструкциях с коррозионными поражениями.

2. Прогиб монолитной балки ребристого перекрытия с коррозионными повреждениями при образовании трех пластических шарниров составил 131,7 мм, что на 23 % превышает значение для балок в нормальном состоянии.

3. Наличие коррозии в балках приводит к более интенсивной передаче усилий на монолитную плиту перекрытия. Оценочный критерий длины (область) сжатой зоны бетона плиты с коррозионно-поврежденной балкой увеличивается до 3,36 м, что на 23 % больше аналогичного показателя для неповрежденной модели.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Дронов А.В. Прочность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов с коррозионными повреждениями : дисс. ... канд. техн. наук. Белгород, 2017. 163 с. EDN MGWZWX.
2. Прокопович А.А. Сопротивление изгибу железобетонных конструкций с различными условиями сцепления продольной арматуры с бетоном : дисс. ... д-ра техн. наук. Самара, 1999. 448 с. EDN QDHVYX.
3. Попеско А.И. Расчет железобетонных конструкций, подверженных коррозии : дисс. ... д-ра техн. наук. СПб., 1996. 148 с.
4. Попов Д.С. Силовое сопротивление коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении : дисс. ... канд. техн. наук. М., 2020. 185 с.
5. Бондаренко В.М. Элементы диссипативной теории силового сопротивления железобетона //

- Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2014. № 2. С. 47–57. EDN RZRQOF.
6. Бондаренко В.М., Боровских А.В. Износ, повреждения и безопасность железобетонных сооружений. М. : ИД Русанова, 2000. 141 с.
7. Гусев Е.А., Алексеев С.Н., Савицкий Н.В. Учет агрессивных воздействий в нормах проектирования конструкций // Бетон и железобетон. 1992. № 10. С. 8–10.
8. Пухонто Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений : монография. М. : Изд-во АСВ, 2004. 424 с.
9. Петров В.В., Овчинников И.Г., Шихов Ю.М. Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой. Саратов : СГУ, 1987. 288 с.
10. Смоляго Е.Г. Трещинообразование сборно-монолитных железобетонных конструкций с учетом

коррозии : дисс. ... канд. техн. наук. М., 2010. 307 с. EDN QEYEXN.

11. Пахомова Е.Г. Прочность изгибаемых железобетонных конструкций при коррозионных повреждениях : дисс. ... канд. техн. наук. Курск, 2006. 167 с. EDN NOKEAN.

12. Морозова О.В. Силовое сопротивление статически неопределимых железобетонных конструкций, поврежденных коррозией : дисс. ... канд. техн. наук. М., 2015. 142 с.

13. Ставская И.С. Продольные трещины в защитном слое бетона в условиях коррозионных повреждений : дисс. ... канд. техн. наук. М., 2014. 134 с. EDN IETXDT.

14. Макаренков Е.А. Учет коррозионных повреждений железобетонных конструкций при динамических воздействиях : дисс. ... канд. техн. наук. М., 2014. 174 с.

15. Клюева Н.В. Основы теории живучести конструктивных систем при запроектных воздействиях : дисс. ... д-ра техн. наук. Орёл, 2009. 454 с.

16. Губанова М.С. Длительное деформирование плосконапряженных коррозионно-поврежденных составных железобетонных конструкций : дисс. ... канд. техн. наук. Курск, 2018. 188 с.

17. Марков С.В. Влияние факторов нагружения и коррозионных воздействий на силовое сопротивление реконструируемого железобетона : дисс. ... канд. техн. наук. М., 2003. 119 с. EDN QDUMFX.

18. Tamrazyan A.G., Mineev M.S. Cracks in the Model of a Thick-Walled Concrete Cylinder During Corrosion Taking into Account the Porous Zone at the Section Boundary between Reinforcement and Concrete // Proceedings of Higher Education Institutions. Tex-

tile Industry Technology. 2021. Issue 3. Pp. 159–165. DOI: 10.47367/0021-3497_2021_3_159

19. Бондаренко В.М. О влиянии коррозионных повреждений на диссипацию энергии при силовом деформировании бетона // Бетон и железобетон. 2009. № 6. С. 24–27.

20. Bielecki R., Schremmer H. Biogene Schwefelsäure-Korrosion in teilgefüllten Abwasserkanälen // Mitteilunge des Leichtweiß- Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig. 1987. Heft 94.

21. Liu Y. Modeling the Time-to-Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures : PhD Thesis. Virginia, USA, 1996. 128 p.

22. Zheng J.J., Li C.Q., Lawanwisut W. Modeling of Crack Width in Concrete Structures Due to Expansion of Reinforcement Corrosion // International Conference on Durability of Building Materials and Component. 2005. 164 p.

23. Potisuk T., Higgins C., Miller T.H., Yim S.C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams with Corrosion Subjected to Shear // Advances in Civil Engineering. 2011. Vol. 2011. Pp. 1–14. DOI: 10.1155/2011/706803

24. Prudil S. Mathematical expressions of concrete changes due to corrosion // Acta Universitatis Agriculturae. 1977. Issue XXV. Pp. 109–119.

25. Sompura M., Choudhury T., Kwatra N. Non-linear Finite Element Analysis of Corroded Reinforced Concrete Beams // ASPS Conference Proceedings. 2022. Vol. 1. Pp. 1377–1381. DOI: 10.38208/acp.v1.665

26. Khan I., Francois R., Castel A. Experimental and analytical study of corroded shear-critical reinforced concrete beams // Materials and Structures. 2014. Vol. 47. Issue 9. Pp. 1467–1481. DOI: 10.1617/s11527-013-0129-y

Поступила в редакцию 24 июня 2025 г.

Принята в доработанном виде 4 декабря 2025 г.

Одобрена для публикации 10 января 2026 г.

ОБ АВТОРАХ: Дмитрий Сергеевич Попов — кандидат технических наук, доцент; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 924611, Scopus: 57192377735, ResearcherID: S-9431-2017, ORCID: 0000-0002-5488-6252; PopovDS@mgsu.ru;

Радион Александрович Ланцов — магистр, Институт промышленного и гражданского строительства; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; RoddLantZ@yandex.ru.

Вклад авторов:

Попов Д.С. — научное руководство, концепция исследования, развитие методологии, участие в разработке учебных программ и их реализации, написание исходного текста, итоговые выводы.

Ланцов Р.А. — участие в разработке учебных программ и их реализации, доработка текста, итоговые выводы.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

The prolonged use of reinforced concrete elements in aggressive environments leads to the development of corrosion damage to the concrete and reinforcement. Corrosion damage to the reinforcement leads to a reduction in cross-sectional area, whilst damage to the concrete leads to a weakening of strength and deformation characteristics, which results in a reduction in the load-bearing capacity of such reinforced concrete elements. At present, the redistribution of forces in multi-span monolithic reinforced concrete ribbed floor slabs damaged by corrosion remains poorly understood, which confirms the relevance of this study.

Experimental studies of corrosion-damaged reinforced concrete beams have been carried out, and a method for calculating these structures has been proposed, taking into account the gradual reduction in the cross-sectional area of the reinforcing bars [1].

An important parameter under analysis is the bond between corrosion-damaged reinforcement and concrete; experimental studies have been carried out focusing on changes in the stress-strain state (SSS) of flexural members when the bond between the reinforcement and concrete is compromised [2]. Based on these results, characteristic crack formation patterns were identified depending on the degree of damage to the reinforcing bars.

Experimental studies of the stress-strain state of concrete in the contact zone with reinforcement [3] made it possible to assess the stages of crack formation at the outer edge of the structure due to the pressure of corrosion products on the protective concrete layer. The long-term resistance of reinforced concrete structures subjected to aggressive influences was investigated, yielding practical coefficients used in verification calculations.

Corrosion-damaged elements under dynamic loading were analyzed [4], and it was established that the strength of concrete subjected to aggressive environments is lower under dynamic loading than under static loading. A method is proposed for calculating eccentrically compressed members with impaired bond between the tensile reinforcement and the concrete.

A practical calculation method is presented [5, 6] that takes into account the exponential degradation of corrosion-damaged concrete in the compressed zone. The compressed zone of the concrete is divided into three layers: damaged, transitional and undamaged. This approach encapsulates the evolution of the consideration of damaged concrete in the compressed zone during structural strength calculations.

In [7], a method is proposed for assessing the SSS of reinforced concrete structures subjected to aggressive influences at various stages of concrete behaviour (from crack formation to failure).

Issues concerning the durability of industrial and engineering buildings operated in aggressive environments are examined, and a method for calculating corrosion-

damaged elements is presented, taking into account the probability of failure using a service life safety factor [8].

Exposure to aggressive environments undoubtedly leads to changes in the physical and mechanical properties of concrete and reinforcement; experimental and theoretical studies [9] have made it possible to propose a method for determining the strength and deformation characteristics of such structures.

The influence of an aggressive environment not only leads to changes in deformation characteristics but also requires the adaptation of calculations for damaged structures. A method has been proposed for calculating crack formation in precast-in-situ structures, taking into account the physically non-linear characteristics of materials [10].

Experimental studies [11] have demonstrated the adverse effect of corrosion damage to reinforcing bars on their bond with concrete. Field studies identified the patterns of the SSS in the zone surrounding a corroded reinforcing bar due to the pressure of corrosion products; based on the results, a coefficient was derived that accounts for the reduction in the bond between the reinforcement and the concrete depending on the extent of the damage.

The behaviour of reinforced concrete structures damaged by corrosion was examined, taking into account structural changes caused by the aggressive effects of the external environment [12]; a method for calculating such structures is presented, including the adaptation of stiffness calculations to account for the non-linear deformation of concrete under creep conditions.

Proposals have been made for models to calculate reinforced concrete elements under biaxial stress conditions (Fig. 1), taking into account the influence of the penetration depth of the aggressive medium [13]. The design model is a hollow cylinder with a wall thickness equal to the thickness of the protective concrete layer; it has been established that the pressure exerted by corrosion products from the reinforcement on the walls ranges from 10 to 200 Pa, depending on the extent of damage.

As part of a study of building structures [14], a corrosion-damaged T-beam was assessed for the extent of damage to the concrete and reinforcement, followed by a proposal for a combined method for modelling

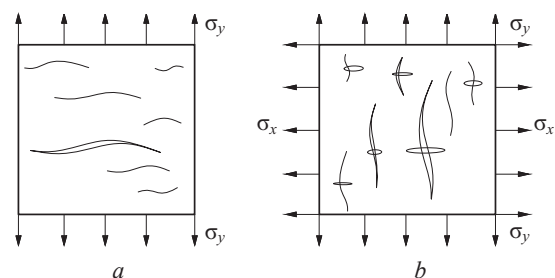


Fig. 1. Concrete structure: *a* — under uniaxial tension; *b* — under biaxial tension

such structures. The method involves creating structures using three-dimensional finite elements (FE), with the parameters of structural damage caused by corrosion being accounted for by additional FE with reduced stiffness characteristics. The deformation modulus is calculated integrally, taking into account the load level and the extent of corrosion damage to the concrete.

There are also other experimental and theoretical studies [15–23] of corrosion-damaged compressed and flexural reinforced concrete members, the results of which have yielded various equations and relationships designed to assess the SSS of members subjected to mechanical and environmental stresses. There are also similar numerical studies [24–26], which are no less important than field tests, allowing the assessment of structures with various initial scenarios of environmental damage.

MATERIALS AND METHODS

In the first stage, numerical verification calculations were performed on models identical to those used in the experimental studies conducted as part of full-scale tests [1, 2]. The convergence criteria were the ultimate value of the bending moment and the corresponding deflection of the test beams. The calculations were performed in a physically non-linear formulation, using material strength characteristics analogous to those of the full-scale specimens.

The following table shows the convergence values of the experimental failure forces with the numerical calculations:

$$\frac{P_{exp}}{P_{fem}} = \frac{3.00}{3.6} = 0.833 \approx 0.83 \quad (1)$$

$$\frac{M_{exp}}{M_{fem}} = \frac{45.2}{53.1} = 0.851 \approx 0.85 \quad (2)$$

The reliability of the numerical model developed is confirmed by comparing it with the results of physical experiments. The maximum deviation in terms of ultimate forces (1), (2) does not exceed 14%, which indicates that the numerical model correctly accounts

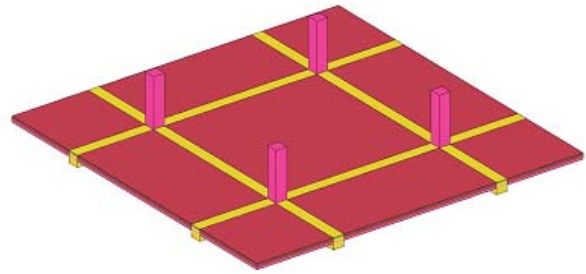


Fig. 2. Finite-element model of a ribbed floor slab

for key parameters: the mechanical properties of materials, boundary conditions, and the non-linear behaviour of concrete and reinforcement. Consequently, the verified model can be used for further numerical studies of monolithic ribbed slabs.

In the second stage, a monolithic ribbed floor slab with a slab thickness of 200 mm, 400 × 400 mm beams and 400 × 400 mm columns spaced at 6.0 m intervals was modelled (Fig. 2). The computational model of the floor consists of one full span and half a span on each side with boundary conditions at the end sections along the X and Y axes, thereby modelling a multi-span ribbed floor slab.

The slab was modelled using 3D finite elements with a mesh size of 40 × 40 × 40 mm (non-linear finite element type No. 236 was used), whilst the reinforcement was modelled as individual bars, also using non-linear bar finite element type No. 210.

Concrete class B20 and reinforcement class A500 were used in a physically non-linear formulation; the concrete was described by an exponential relationship and the reinforcement by a bilinear relationship.

The reinforcement of the slab and beam was selected based on preliminary calculations (Fig. 3):

- main slab reinforcement — Ø 8 mm, spacing 200 mm;
- additional bottom slab reinforcement — Ø 8 mm, spacing 200 mm;
- additional upper slab reinforcement — Ø 12 mm, spacing 200 mm;
- beam reinforcement in the lower zone — 2Ø 12 mm + 3Ø 14 mm (additional in the span zone);

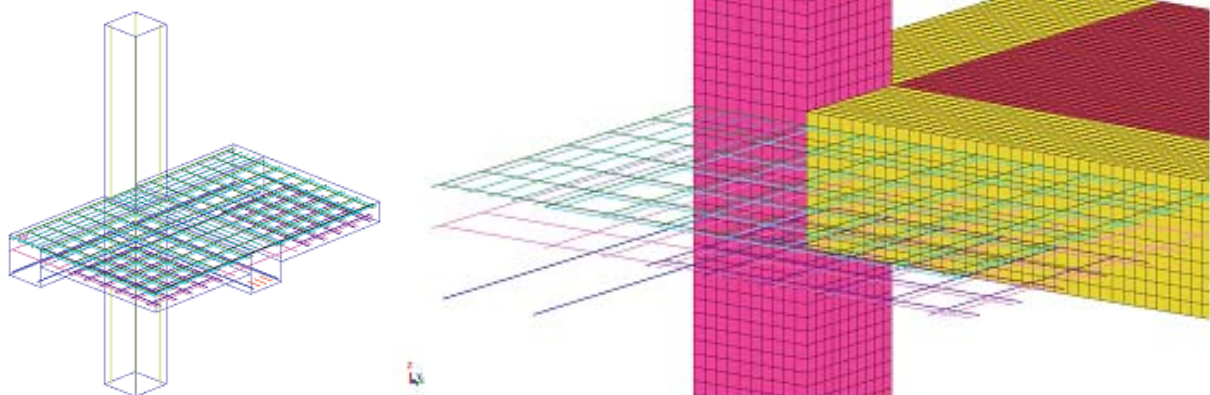


Fig. 3. Reinforcement of the junction between the column, beam and ribbed floor slab in the structural model

- beam reinforcement in the upper zone — $2 \times 10 \text{ mm} + 3 \times 14 \text{ mm}$ (additional in the support zone).

Two loads were created: the first is the self-weight, the second main load is 6.6 t/m^2 , corresponding to the complete failure of the floor slab, as determined following preliminary calculations. To determine the value of the external load more accurately when plastic hinges form, this load was divided into 66 steps.

A total of two variants of the ribbed floor slab were modelled — in the normal state (undamaged) and with corrosion-damaged beams.

Corrosion damage to the beams was modelled using a single scenario, namely: damage was present in the lower section over 70 % of the beam’s length, with a depth of 40 mm (of the protective concrete cover); in this zone, the cross-sectional area of the tension reinforcement was reduced by 25 %; the corroded concrete was modelled as class B5.

RESEARCH RESULTS

Key findings of numerical studies of damaged and undamaged monolithic reinforced concrete beams:

- tensile forces in the reinforcing bars of the beam’s span and support zones under gradual loading;
- deflections of the beams upon reaching ultimate loads;
- the size of the compressed zone of the concrete in a monolithic floor slab at the ultimate stage prior to failure.

Table 1 presents the tensile stress values in the support and span zones of an undamaged floor beam; the formation of a plastic hinge, i.e. the reinforcement reaching its yield point, corresponds to stresses of 500 MPa.

The results of the analysis indicate that, in the reinforcement of a ribbed floor slab beam, the first plastic hinge forms in the span zone when 78 % of the load is reached. Full loading of the structure (100 %), accompanied by the formation of three plastic hinges, corresponds to a deflection of 107.1 mm. Fig. 4 shows

Table 1. Stress in the reinforcing bars of undamaged floor slabs

Load percentage, %	Stress σ , MPa		
	The beam area		
	Support	Spring	Support
10	35.62	37.51	35.62
20	72.67	70.46	72.67
40	162.75	150.45	162.75
60	326.41	299.23	326.41
80	494.44	506.71	494.44
100	494.50	506.73	494.50

a stress-strain diagram for the tensile stresses in the longitudinal reinforcement, where their values are presented (in the middle of the graph, the spans on the left and right are the support stresses).

The formation of a plastic hinge in the span and the subsequent increase in load cause a redistribution of internal stresses not only between the supporting sections of the beam, but also involving the floor slab. In this regard, an assessment was carried out of the extent of the compressed concrete zone in the monolithic floor slab.

The dimensions of the compressed concrete zone were measured at a load of 78 %, corresponding to the formation of the first plastic hinge. As can be seen from Fig. 5, the extent of this zone in plan reached 2.6 m. A comparison of this parameter allows an assessment of the extent to which corrosion damage to the monolithic beams affects the SSS of the reinforced concrete floor elements.

Table 2 shows the stresses arising in the tensioned reinforcing bars of corrosion-damaged beams in the span and support sections during successive loading stages. The presence of a plastic hinge is indicated by the stress reaching 500 MPa.

The stress results obtained for the reinforcing bars show that the first plastic hinge forms in the support zone of the beam at 74 % of the load, and at 75 % of the load

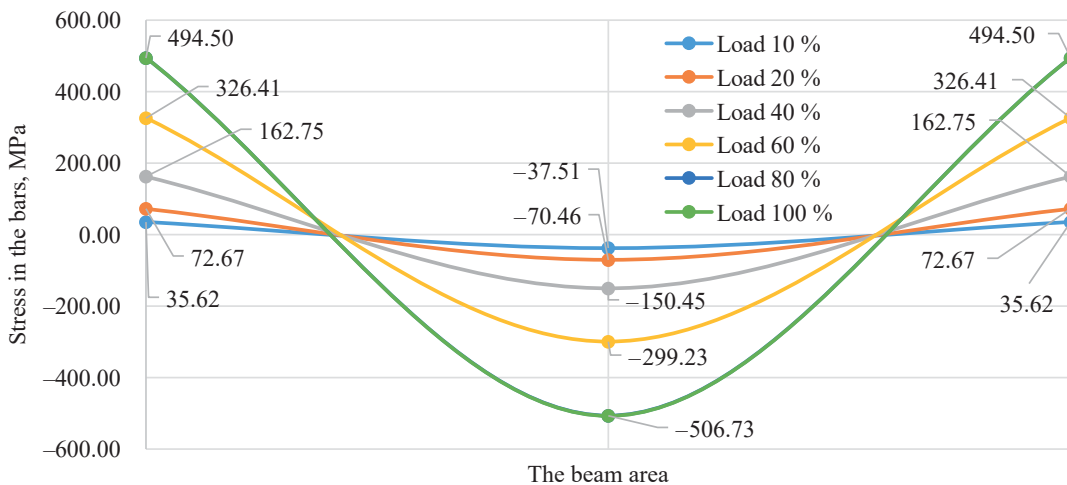


Fig. 4. Stress distribution diagram in the reinforcement of an undamaged beam in a ribbed floor slab

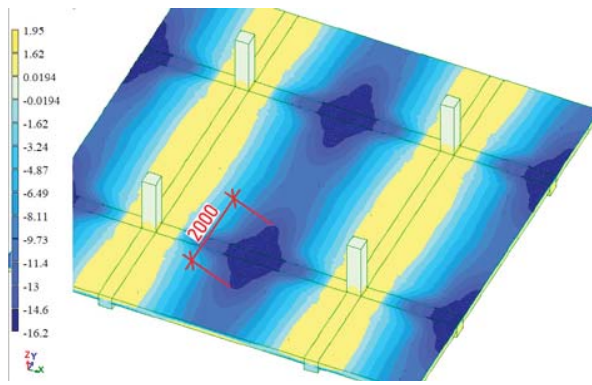


Fig. 5. Length of the compressed zone in the concrete of an undamaged ribbed floor slab in the Y-direction

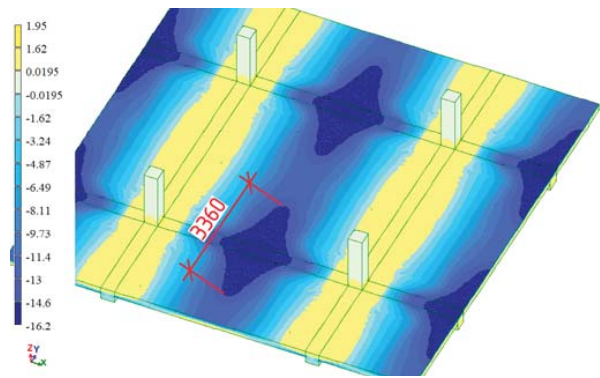


Fig. 7. Measurement of the compressed zone of a ribbed floor slab with corrosion damage to all beams

Table 2. Stresses in the tensioned reinforcing bars of a corrosion-damaged beam

Load percentage, %	Stress σ , MPa		
	The beam area		
	Support	Spring	Support
10	37.84	36.72	37.84
20	69.27	65.08	69.27
40	165.55	154.91	165.55
60	342.79	323.39	343.02
80	504.35	503.95	508.22
100	504.43	504.00	508.29

in the span zone of the beam, which differs from undamaged beams in the sequence in which the yield point is reached in the reinforcement. However, given the minor discrepancy, it can be said that in this case the plastic hinge occurs simultaneously in all zones of the ribbed floor slab beam.

Fig. 6 shows a diagram of the distribution of tensile stresses in the reinforcement (support stresses on the left and right, and span stresses in the middle).

The deflection of the beam at the point where three plastic hinges formed, which had suffered corro-

sion damage, was 131.7 mm; the ratio to the deflection of undamaged beams was:

$$\Delta = \left(1 - \frac{f_u}{f_{d2}}\right) \cdot 100\% = \left(1 - \frac{101.7}{131.7}\right) \cdot 100\% \approx 23\%$$

where f_u — deflection of an undamaged reinforced concrete beam when three plastic hinges form; f_{d2} — deflection of a beam with corrosion damage resulting in the formation of three plastic hinges.

The presence of corrosion damage to the beam not only leads to a different sequence of plastic hinges forming and an increase in deflection, but also to an increase in the size of the compressed zone of the monolithic floor slab (Fig. 7).

For a ribbed slab with corroded beams, an increase in the compressed zone of the monolithic slab's concrete to 3.36 m has been observed. A comparative analysis shows that the difference in the dimensions of this zone between undamaged and damaged slabs reaches:

$$\Delta = \left(1 - \frac{l_u}{l_{d2}}\right) \cdot 100\% = \left(1 - \frac{2.6}{3.36}\right) \cdot 100\% \approx 23\%$$

where l_u — the maximum dimension of the compressed area of the floor slab in its undamaged state upon the formation of the first plastic hinge; l_{d2} — the maximum

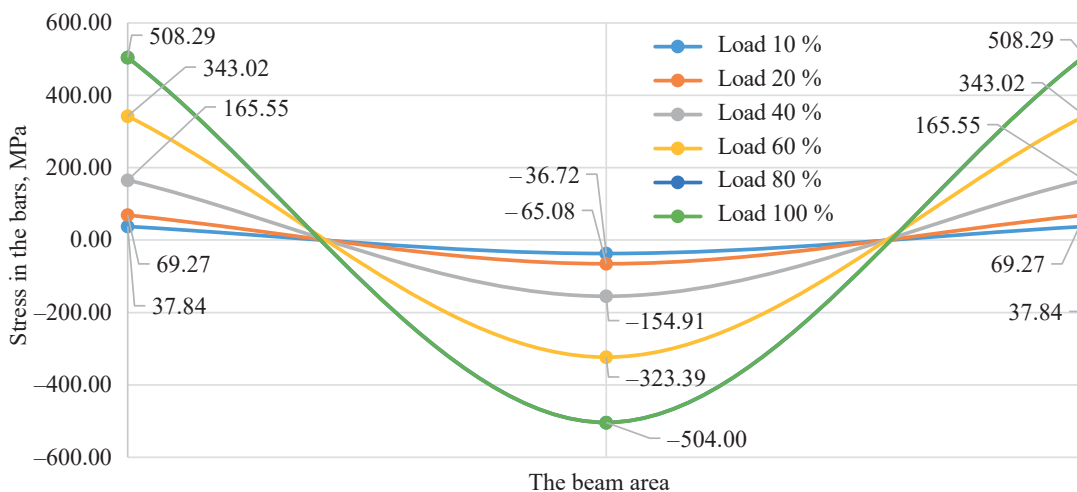


Fig. 6. Diagram showing the stress distribution in the reinforcement of a corrosion-damaged ribbed floor slab beam

dimension of the compressed region of the floor slab in a beam with corrosion damage upon the formation of the first plastic hinge.

CONCLUSION AND DISCUSSION

Analysis of the stress-strain behaviour of undamaged and corrosion-damaged beams in a reinforced concrete ribbed floor slab has confirmed the influence of corrosion defects on the behaviour of the structure and the distribution of internal forces. Based on the numerical modelling carried out and a comparison of the results, the following conclusions can be drawn:

1. The most significant change in the stress-strain diagram is observed in terms of the criterion for the formation of plastic hinges in the beams. In the corroded beams, the yield strength of the reinforcement is reached at 74–75 % of the design load, which is 3 % lower than in the model without corrosion. Furthermore, in an undam-

aged beam, the first plastic hinge forms only in the span, whereas in the corrosion-damaged model it occurs simultaneously in both the span and support zones. This indicates a change in the mechanism of force redistribution in the tensioned reinforcement and confirms the transformation of the stress-strain state in structures with corrosion damage.

2. The deflection of a monolithic ribbed floor beam with corrosion damage, with the formation of three plastic hinges, was 131.7 mm, which is 23 % greater than the value for beams in normal condition.

3. The presence of corrosion in the beams leads to a more intense transfer of forces to the monolithic floor slab. The estimated criterion for the length (area) of the concrete compression zone of the slab with a corrosion-damaged beam increases to 3.36 m, which is 23 % greater than the corresponding value for the undamaged model.

REFERENCES

1. Dronov A.V. *Strength and deformability of reinforced concrete bendable elements with corrosion damage*. Belgorod, 2017; 163. EDN MGWZWX. (rus.).
2. Prokopovich A.A. *Bending resistance of reinforced concrete structures with different conditions of adhesion of longitudinal reinforcement to concrete*. Samara, 1999; 448. EDN QDHVYX. (rus.).
3. Popesko A.I. *Calculation of reinforced concrete structures susceptible to corrosion*. St. Petersburg, 1996; 148. (rus.).
4. Popov D.S. *Force resistance of corrosion-damaged compressed reinforced concrete elements under dynamic loading*. Moscow, 2020; 185. (rus.).
5. Bondarenko V.M. The elements of dissipative theory of force resistance of concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2014; 2:47-57. EDN RZRQOF. (rus.).
6. Bondarenko V.M., Borovskih A.V. *Wear, damage and safety of reinforced concrete structures*. Moscow, ID Rusanova, 2000; 141. (rus.).
7. Guzeev E.A., Alekseev S.N., Savickij N.V. Consideration of aggressive influences in structural design standards. *Concrete and Reinforced Concrete*. 1992; 10:8-10. (rus.).
8. Puhonto L.M. *Durability of reinforced concrete structures of engineering structures*. Moscow, ASV Publishing House, 2004; 424. (rus.).
9. Petrov V.V., Ovchinnikov I.G., Shihov Yu.M. *Calculation of structural elements interacting with an aggressive environment*. Saratov, SGU, 1987; 288. (rus.).
10. Smolyago E.G. *Cracking of prefabricated monolithic reinforced concrete structures taking into account corrosion*. Moscow, 2010; 307. EDN QEYEXN. (rus.).
11. Pahomova E.G. *The strength of bent reinforced concrete structures under corrosion damage*. Kursk, 2006; 167. EDN NOKEAN. (rus.).
12. Morozova O.V. *Force resistance of statically indeterminate reinforced concrete structures damaged by corrosion*. Moscow, 2015; 142. (rus.).
13. Stavskaya I.S. *Longitudinal cracks in the protective layer of concrete under conditions of corrosion damage*. Moscow, 2014; 134. EDN IETXDT. (rus.).
14. Makarenkov E.A. *Consideration of corrosion damage of reinforced concrete structures under dynamic impacts*. Moscow, 2014; 174. (rus.).
15. Klyueva N.V. *Fundamentals of the theory of survivability of structural systems under out-of-design impacts*. Oryol, 2009; 454. (rus.).
16. Gubanova M.S. *Long-term deformation of flat-stressed corrosion-damaged composite reinforced concrete structures*. Kursk, 2018; 188. (rus.).
17. Markov S.V. *The influence of loading factors and corrosion effects on the force resistance of reconstructed reinforced concrete*. Moscow, 2003; 119. EDN QDUMFX. (rus.).
18. Tamrazyan A.G., Mineev M.S. Cracks in the Model of a Thick-Walled Concrete Cylinder During Corrosion Taking into Account the Porous Zone at the Section Boundary between Reinforcement and Concrete. *Proceedings of Higher Education Institutions. Textile Industry Technology*. 2021; 3:159-165. DOI: 10.47367/0021-3497_2021_3_159
19. Bondarenko V.M. On the influence of corrosion damage on energy dissipation during force deformation of concrete. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2009; 6:24-27. (rus.).
20. Bielecki R., Schremmer H. Biogene Schwefelsäure-Korrosion in teilgefüllten Abwasserkanälen.

Mitteilung des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig. 1987; 94.

21. Liu Y. *Modeling the Time-to-Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures : PhD Thesis.* Virginia, USA, 1996; 128.

22. Zheng J.J., Li C.Q., Lawanwisut W. Modeling of Crack Width in Concrete Structures Due to Expansion of Reinforcement Corrosion. *International Conference on Durability of Building Materials and Compo-nent.* 2005; 164.

23. Potisuk T., Higgins C., Miller T.H., Yim S.C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams

with Corrosion Subjected to Shear. *Advances in Civil Engineering.* 2011; 2011:1-14. DOI: 10.1155/2011/706803

24. Prudil S. Mathematical expressions of concrete changes due to corrosion. *Acta Universitatis Agricul-turae.* 1977; XXV:109-119.

25. Sompura M., Choudhury T., Kwatra N. Non-linear Finite Element Analysis of Corroded Reinforced Concrete Beams. *ASPS Conference Proceedings.* 2022; 1:1377-1381. DOI: 10.38208/acp.v1.665

26. Khan I., Francois R., Castel A. Experimental and analytical study of corroded shear-critical rein-forced concrete beams. *Materials and Structures.* 2014; 47(9):1467-1481. DOI: 10.1617/s11527-013-0129-y

Received June 24, 2025.

Adopted in revised form on December 4, 2025.

Approved for publication on January 10, 2026.

B I O N O T E S : **Dmitry S. Popov** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 924611, Scopus: 57192377735, ResearcherID: S-9431-2017, ORCID: 0000-0002-5488-6252; PopovDS@mgsu.ru;

Radion A. Lantsov — magister, Institute of Industrial and Civil Engineering; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; RoddLantZ@yandex.ru.

Contribution of the authors:

Dmitry S. Popov — scientific guidance, research concept, development of methodology, participation in the develop-ment of curricula and their implementation, writing the source text, final conclusions.

Radion A. Lantsov — participation in the development of educational programs and their implementation, revision of the text, final conclusions.

The authors declare that they have no conflict of interest.