

А.Г. ТАМРАЗЯН¹, М.В. КУДРЯВЦЕВ¹¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

ВЛИЯНИЕ КОРРОЗИОННЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ АРМАТУРЫ НА ДИНАМИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Аннотация. Самый часто встречаемый дефект в железобетонных конструкциях — это коррозионные повреждения рабочей арматуры в теле бетона. Основную опасность коррозионных повреждений несут несколько факторов: увеличение продуктов коррозии в объёме и создание дополнительных растягивающих напряжений в бетоне по длине стержня, что приводит к откалыванию защитного слоя; уменьшение диаметра рабочей арматуры; участки локального оголения арматуры вследствие разрушения защитного слоя. Помимо потери общей несущей способности конструкций вследствие уменьшения площади сечения арматуры и бетона, изменяются ещё и их динамические характеристики. Изменение динамических характеристик конструкций влияет на оценку сейсмостойкости зданий при расчете по акселерограммам на доминантные частоты колебаний. В работе представлен анализ отечественной и зарубежной литературы по оценке сцепления арматуры с бетоном, приведены результаты испытаний, проведенных авторами статьи, по оценке потери сцепления коррозионно-поврежденного арматурного стержня в теле бетона и приведены результаты изменения периодов и частот колебаний поврежденных колонн.

Ключевые слова: коррозия, арматуры, сейсмика, динамика, колебания, сцепление.

A.G. TAMRAZYAN¹, M.V. KUDRYAVTSEV¹¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

EFFECT OF REINFORCEMENT CORROSION DAMAGE ON DYNAMIC BEHAVIOR OF COMPRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Abstract. The most common defect in reinforced concrete structures is corrosion damage of the working reinforcement in the concrete body. The main danger of corrosion damage is caused by several factors: increase of corrosion products in volume and creation of additional tensile stresses in concrete along the length of the rod, which leads to spalling of the protective layer; reduction of the diameter of the working reinforcement; areas of local bare reinforcement due to destruction of the protective layer. In addition to the loss of the total load-bearing capacity of structures due to the reduction of the cross-sectional area of reinforcement and concrete, their dynamic characteristics also change. The change of dynamic characteristics of structures affects the assessment of seismic resistance of buildings when calculated by accelerograms for dominant frequencies of vibrations. The paper presents the analysis of domestic and foreign literature on the assessment of the bond of reinforcement with concrete, the results of tests conducted by the authors of the paper on the assessment of the loss of bond of corrosion-damaged reinforcing bars in the body of concrete and the results of changes in the periods and frequencies of vibrations of damaged columns.

Keywords: corrosion, reinforcement, seismic, dynamics, vibrations, bonding.

Введение

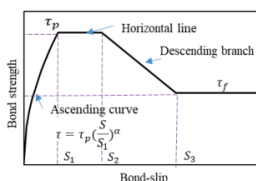
Сцепление арматуры с бетоном является одним из основных факторов, позволяющих совместно работать железобетону как единому монолитному материалу [1]. Снижение сцепления арматуры с бетоном приводит к образованию трещин, уменьшению жесткости конструкции и снижению несущей способности в целом [2].

Начиная с создания железобетона велись работы по изучению сцепления арматуры с бетоном для возможности учета совместного деформирования. Были сделаны выводы, что за напряжения сцепления стержня отвечает много различных параметров: максимальные напряжения бетона на растяжение, вид бетона и его состав, диаметр и вид профиля арматурных стержней, вид нагрузки (статическая, динамическая, циклическая). Учет всех перечисленных параметров обеспечивает требуемое зацепление арматуры в теле бетона [3-4]. Одним из таких факторов является коррозионное повреждение арматуры в процессе эксплуатации сооружения. Из-за коррозии арматуры возникают продольные трещины вдоль стержня за счёт давления продуктов коррозии, что снижает жесткость конструкции. Также снижается сцепление стержня в бетоне, что может привести к проскальзыванию арматуры и перераспределению усилий в элементах конструкций [5].

На основании анализа литературы, было предложено множество зависимостей для определения сцепления бетона с арматурой на основе экспериментальных данных. Однако они не учитывают возможность снижения сцепления при повреждении целостности бетона и арматуры.

В таблице 1 приведен обзор методик определения сцепления арматуры с бетоном.

Таблица 1 - Методы определения сцепления между арматурой и бетоном

Авторы	Ссылка на литературный источник	Методы расчета
Kholmianskiy M.M.	[6]	$\tau = B \frac{\ln(l+as)}{l+as}$, где $B = e\tau_{max}$ and $a = \frac{e-l}{s_{max}}$ коэффициенты, принятые на основе экспериментальных исследований.
Shima H., Chou L.-L., Okamura H. Micro and Macro Models	[7]	$\tau = B \frac{[\ln(l+as)]^3}{l+\beta s}$
Balázs G.L.	[8]	$\tau = \tau_{max} \frac{2s_{max}s}{s_{max}^2 + s^2}$
CEB-FIP Model Code 90	[9]	 $\tau = \begin{cases} \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1}\right)^a, & 0 \leq s < s_1; \\ \tau_{max}, & s_1 \leq s < s_2; \\ \tau_{max} + (\tau_f - \tau_{max}) \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2}\right), & s_2 \leq s < s_3; \\ \tau_f, & s > s_3; \end{cases}$ где τ_{max} и τ_f максимальные и остаточные касательные напряжения, соответственно; s_1, s_2, и s_3 проскальзывание стержня в различных характерных точках кривой; и a индекс, определяющий форму восходящей части кривой.

Продолжение таблицы 1

Cruz J.S., Barros J.	[10]	$\tau = \begin{cases} \tau_{max} \left(\frac{s}{s_{max}} \right)^a, & s \leq s_{max} \\ \tau_{max} \left(\frac{s}{s_{max}} \right)^{-a'}, & s > s_{max} \end{cases}$ Модификация CEB-FIP Model Code 90, учитывающая нелинейный характер нисходящей ветви диаграммы.
G. Rehm	[11]	$\tau = c_1 s^a + c_2 s,$ где τ, s - напряжение сцепления и относительное скольжение между арматурой и бетоном, соответственно; c_1, c_2 и a экспериментально определенные коэффициенты.
Y.F. Wu, X.M. Zhao	[12]	$\tau = \frac{\tau_{max}}{\left[e^{-\frac{B \ln(\frac{B}{D})}{B-D}} - e^{-\frac{D \ln(\frac{B}{D})}{B-D}} \right]} (e^{Bs} - e^{Ds})$ $\frac{\tau_{max}}{\sqrt{f_c}} = \frac{2.5}{1 + 3.1e^{-0.47K}}$ $K = (K_{co} + 33K_{st})$ $K_{co} = \frac{c}{d_b}$ $K_{st} = \frac{A_{st}}{n s_{st} d_b}$ $B = \frac{0.0254 + K_{st}}{0.0232 + 8.34K_{st}}$ $D = 3 \ln \left(\frac{0.7315 + K}{5.176 + 0.3333K} - 0.13 \right) - 3.375$ где K_{co} и K_{st} коэффициенты учитывающие параметры армирования; K суммарный коэффициент; f_c и c прочность бетона и защитный слой; d_b диаметр продольных стержней; A_{st} площадь; n количество стержней; и s_{st} расстояние между стержнями.
H.S. Lee, T. Noguchi, F. Tomosawa	[13]	$R_t = e^{-5.61n}$
J.G. Cabrera	[14]	$R_t = 1 - 5.6n$
K.D. Stanish, R.D. Hooton, S.J. Pantazopoulou	[15]	$R_t = 1 - 3.5n$
Y. Yuan, S. Yu, F. Jia,	[16]	$R_t = 1 - \left(10.544 - \frac{1.586c}{d_b} \right) n$
Y. Auyeung, P. Balaguru, L. Chung	[17]	$R_t = e^{-32.51n}$
L. Chung, S.H. Cho, J.H.J. Kim, S.T. Yi	[18]	$R_t = 0.0159n^{-1.06} \leq 1.0$
L. Chung, J.H.J. Kim, S.T. Yi	[19]	$R_t = 0.116n^{-0.55} \leq 1.0$
K. Bhargava, A.K. Ghosh, Y. Mori, S. Ramanujam	[20]	$R_t = \begin{cases} e^{-19.8(n-1.5\%)} \\ e^{-11.7(n-1.5\%)} \end{cases}$
A.R.L. Kivell	[21]	$R_t = e^{-7.6(n-2.4\%)} \leq 1.0$
H.W. Lin, Y.X. Zhao	[22]	$R_t = \begin{cases} 1 & n \leq 1.5\% \\ e^{-\delta(n-1.5\%)} & n > 1.5\% \end{cases}$ where $\delta = \frac{13.28 - 0.57c/d_b}{\frac{43.54A_{st} + 1}{d_b s_{st} n d}}$

ACI Committee 318	[23]	$f_b = \frac{2\mu}{\pi} \sigma_n + f_{adh} = \frac{2\mu}{\pi} (\sigma_c + \sigma_{st} + \sigma_{conf}) + f_{adh}$ $f_b = \beta \sigma_n + f_{adh}$ где f_b касательное напряжение; f_{adh} начальное сцепление за счёт адгезии; σ_n сумма нормальных и касательных напряжений.
Hindawi	[24]	$\tau = \begin{cases} k_1 S, & 0 \leq s \leq s_{cr}, \\ \tau_{cr} + k_2 (s - s_{cr}), & s_{cr} < s \leq s_u, \\ \tau_u + k_3 (s - s_u), & s_u < s \leq s_r, \\ \tau_r, & s_r \leq s. \end{cases}$ где τ средняя прочность сцепления; S скольжение между продольной арматурой и бетоном; τ_u и s_u предельная прочность сцепления и проскальзывание, соответственно; τ_{cr} прочность сцепления при растрескивании, принимаемая за значение $0,9\tau_u$; s_{cr} трещиностойкость, принимаемая за величину $0,9s_u$; τ_r и s_r остаточная прочность сцепления и остаточное проскальзывание, соответственно; k_1, k_2, и k_3 касательные коэффициенты первых трех стадий которые могут быть рассчитаны по следующим уравнениям: $k_1 = \frac{\tau_{cr}}{s_{cr}}$ $k_2 = \frac{(\tau_u - \tau_{cr})}{(s_u - s_{cr})}$ $k_3 = \frac{(\tau_r - \tau_u)}{(s_r - s_u)}$ В соответствии с экспериментальными данными τ_u, s_u, τ_r, и s_r определяются по формулам: $\tau_u = \tau_{con} + \tau_{st} = \left(k_{con} \cdot \frac{c}{d} + \tau_0 \right) + (k_{st} \rho_{sv}),$ $= \left(k_{con} \cdot \frac{c}{d} + \tau_0 \right) + \left(A \cdot \frac{c}{d} + k_0 \right) \rho_{sv},$ $\begin{cases} k_{con} = -10.18\omega + 2.31 \\ \tau_0 = 8.58\omega + 4.47, \\ A = 211.27\omega + 24.63, \\ k_0 = -399.43\omega - 17.59, \end{cases}$ $s_u = s_{st} + s_0 = k_u \cdot \rho_{sv} + s_0,$ $= \left(k_\omega \cdot \frac{c}{d} + k_0 \right) \rho_{sv} + k_s \cdot \frac{c}{d} + k_{s0},$ $\begin{cases} k_\omega = 472.28\omega - 125.83, \\ k_0 = -1024\omega - 116.58, \\ k_s = -24.68\omega + 2.05, \\ k_{s0} = 32.58\omega + 2.69, \end{cases}$ $\frac{\tau_r}{s_r} = (-9.8\omega + 3.09)\rho_{sv} + 0.19,$ $\frac{s_r}{s_u} = (-86.87\omega - 8.31)\rho_{sv} + 3.94\omega + 1.85.$
СП 63.13330	[25]	$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}$ где η_1 коэффициент, учитывающий влияние типа поверхности; η_2 коэффициент, учитывающий диаметр арматурного стержня; R_{bt} прочность бетона на осевое растяжение.

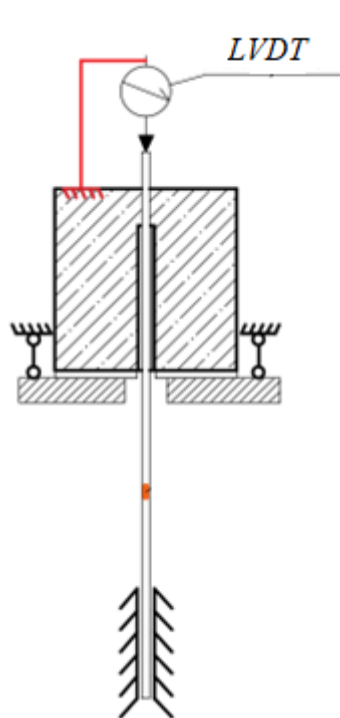
Методы

Методика определения сцепления арматуры с бетоном

Для оценки сцепления арматуры с бетоном был поставлен эксперимент на базе НИУ МГСУ. Арматурные стержни длиной 400 мм, диаметром 8 мм класса А500С были забетонированы в бетонные кубы 100x100x100 мм класса по прочности В25. Рабочая часть стержня (длина анкеровки), имеющая сцепление с бетоном, составляет пять диаметров арматуры (40 мм). Остальная часть арматурного стержня изолирована от бетона при помощи пластиковой втулки.

Было изготовлено 2 серии образцов. Первая серия контрольная, вторая серия имеет коррозионное повреждение арматурного стержня.

Коррозия арматуры создавалась путем электрохимической коррозии. Образцы были помещены в пластиковую ёмкость и залиты 5% раствором NaCl. С помощью лабораторного трансформатора постоянного тока к арматурному стержню подводился положительный заряд, к солевому раствору отрицательный заряд. Процесс коррозии при постоянном токе равном 0,5А занял 60 дней. Определенный с помощью взвешивания диаметр арматуры до коррозии составлял 8,12 мм ($A_s=0,52 \text{ см}^2$). После коррозии диаметр арматуры составил 7,14 мм ($A_{s,cor}=0,40 \text{ см}^2$), процент коррозии арматуры в теле бетона по диаметру составил $\Delta_D = \frac{(D_s - D_{s,cor})}{D_s} \cdot 100\% = \frac{(0,812 - 0,714)}{0,812} \cdot 100 = 12,07\%$ и по площади поперечного сечения $\Delta_A = \frac{(A_s - A_{s,cor})}{A_s} \cdot 100\% = \frac{(0,52 - 0,40)}{0,52} \cdot 100 = 23,08\%$ Схема испытания образцов представлена на рисунке 1.



(а) схема испытаний



(б) образец с коррозией



Сс) образец без коррозии

Рисунок 1 – Испытание арматуры на выдергивание из бетона

По результатам испытаний были проанализированы полученные усредненные данные и построены графики смещения свободного конца арматуры от приложенной внешней нагрузки. Графики проскальзывания арматурных стержней представлены на рисунке 2.

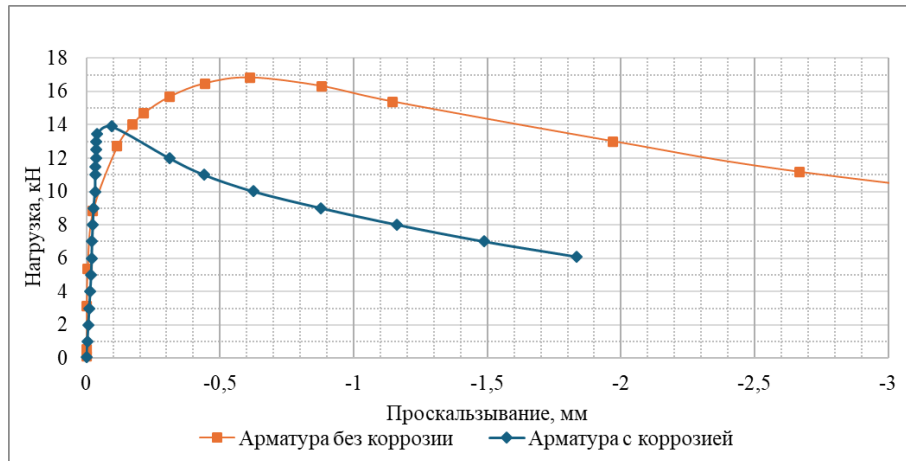


Рисунок 2 – График проскальзывания арматурного стержня

Как можно заметить из диаграмм деформирования, стержень без коррозии проскальзывает при большей осевой растягивающей нагрузке равной 16,83 кН, по сравнению со стержнями с коррозией 13,89 кН и имеет более плавный характер деформирования без резких перепадов на графике. Образец, имеющий коррозионные повреждения, имеет линейный участок деформирования без искривления почти до пиковой нагрузки.

На рисунке 2 при нагрузке 8 кН на графике заметна точка перелома, после которой изменяется угол наклона графика. В этот момент график приобретает нелинейный характер деформирования. Можно предположить, что происходит местное смятие бетона над серповидным профилем арматуры и микротрещинообразование бетона по периметру контакта арматурного стержня с бетоном. После достижения пикового значения нагрузки происходит проскальзывание арматурного стержня вследствие разрушения от растягивающих и сдвиговых напряжений в бетоне по контакту с арматурным стержней. В общем виде сопротивление стержня выдергиванию состоит из нескольких основных параметров: адгезия стержня к бетону, зацепление рифлением за бетон и влияние нормального давления на арматуру вследствие усадки бетона и микрообжатия арматуры.

Для серии образцов с коррозионным повреждением арматуры график имеет линейный участок деформирования до уровня нагружения 0,95 от предельной нагрузки. После чего происходит плавное проскальзывание арматурного стержня из бетона. При коррозии происходит расслаивание наружных слоев стержня. Внешние слои имеют хорошую адгезию к бетону и удерживаются в нём при сдвиге арматуры относительно бетона. Разрушение образцов с коррозией происходит по контакту «стержней-продукты коррозии». По наблюдениям основным фактором, удерживающим стержень арматуры в бетоне, является сила трения стержня о продукты коррозии. Сопротивление стержня выдергиванию состоит из влияния нормального давления на арматуру вследствие усадки бетона и микрообжатия арматуры, а также дополнительного нормального давления от расширяющихся в объёме продуктов коррозии.

Методика определения периода и частоты колебаний колонны

Для оценки снижения динамических характеристик поврежденных коррозией конструкций проводился эксперимент на железобетонных колоннах размерами 100x100x700 мм. Повреждение арматуры достигается путем электрокоррозии образцов в солевом растворе. Неповрежденный образец жестко закрепляется уширением в основании к силовому полу. На расстоянии 150 мм от свободного края колонны устанавливается датчик перемещения

параллельно удару, над датчиком перемещения жестко закрепляется датчик силы на торце колонны.

Методика испытаний и обработка результатов:

1. По датчику силы наносятся удары молотом для возбуждения вынужденных колебаний в образце.
2. Тензометрическая станция записывала показания датчика перемещения и время записи данных с частотой 1000 Гц
3. По результатам испытаний строился график зависимости амплитуды колебаний от времени.

Первая собственная частота и период колебаний определялись аналитически. Результаты испытаний и методика расчета частоты и периода колебаний неповрежденных коррозией колонн представлены в [26].

Результаты и обсуждение

Анализ результатов испытаний по определению сцепления арматуры с бетоном

По полученным результатам построим график деформирования в осях «перемещение свободного края арматуры – касательные напряжения» для обеих серий образцов (рисунок 3). Касательные напряжения по экспериментальным данным определяются по формуле

$$\tau = \frac{N}{l \cdot \pi \cdot d}, \quad (1)$$

где N – осевая нагрузка; l – длина анкеровки арматурного стержня в бетоне; d – диаметр арматуры.

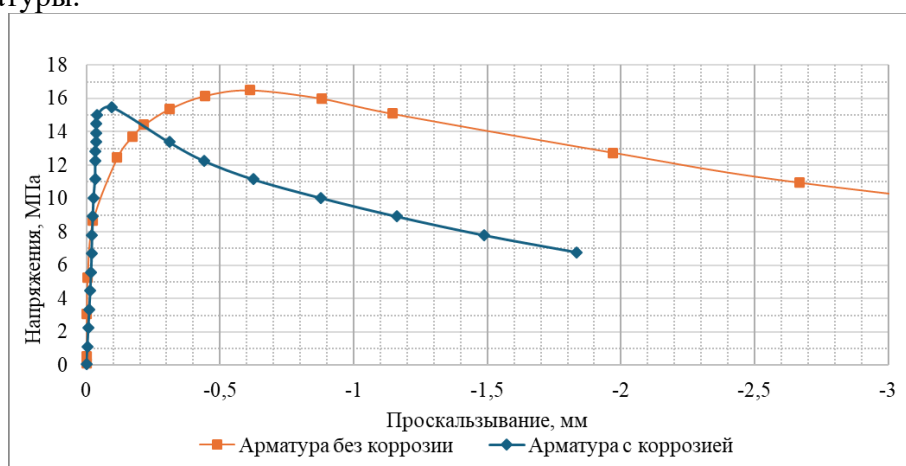


Рисунок 3 – Диаграмма касательных напряжений сдвига

В таблице 2 приведены осредненные параметры, полученные по результатам испытаний двух серий по 10 образцов без коррозии арматуры и с коррозией арматуры. На рисунках 4–7 показаны образцы после разрушения и предполагаемые механизмы их разрушения.

Таблица 2 - Результаты испытаний определения сцепления

Вид образца	Диаметр стержня, мм	Максимальная нагрузка, кН	$\tau_{\max}$, МПа	Напряжение в стержне σ , МПа	$\Delta\tau$, %	$\Delta\sigma$, %
С коррозией (серия 1)	7,14	13,89	15,5	347,3	6,05	6,84
Без коррозии (серия 2)	8,12	16,83	16,5	325,1		



Рисунок 4 – Арматура с коррозией после испытаний



Рисунок 5 – Отслаивание продуктов коррозии в теле бетона

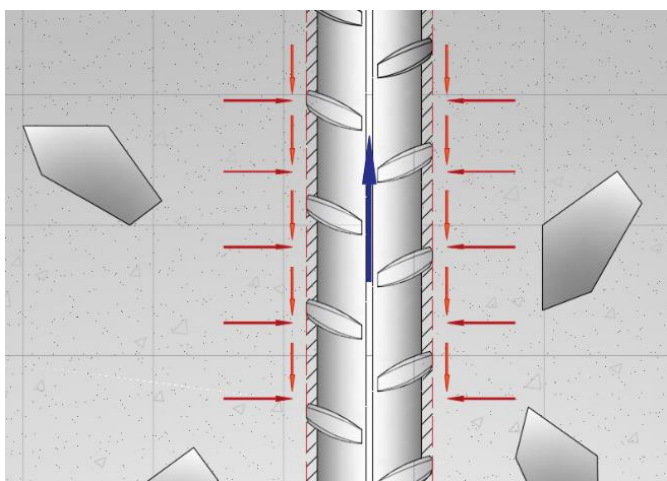


Рисунок 6 – Схема разрушения образцов серии 1

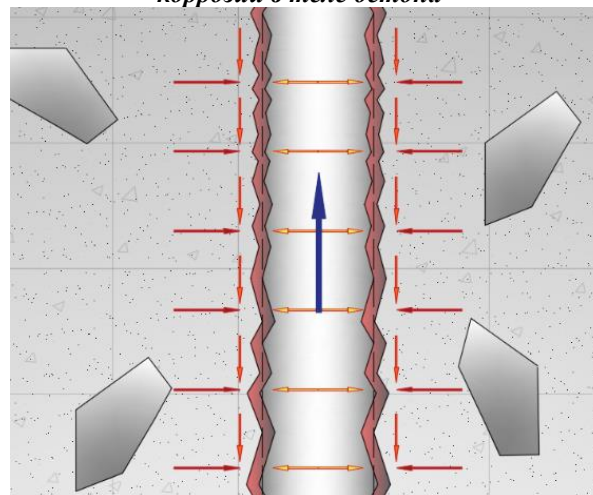


Рисунок 7 – Схема разрушения образцов серии 2

Анализ результатов динамических испытаний

Результатами экспериментальных исследований является определение и сравнение динамического поведения двух серий железобетонных колонн, подвергнутых коррозии арматуры и без коррозии арматуры.

После обработки экспериментальных данных были получены диаграммы затухания колебаний колонн без повреждений и с повреждениями. Сравнение диаграмм представлено на рисунках 8–9, пунктирной линией показано затухание колебаний колонн без повреждений, сплошной линией – колонн с коррозионным повреждением арматуры. В таблице 3 приведены результаты аналитического расчета.

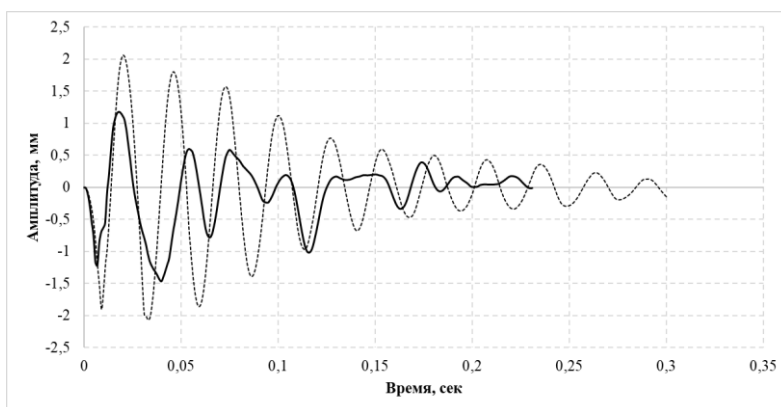


Рисунок 8 – Колонна 1с-2

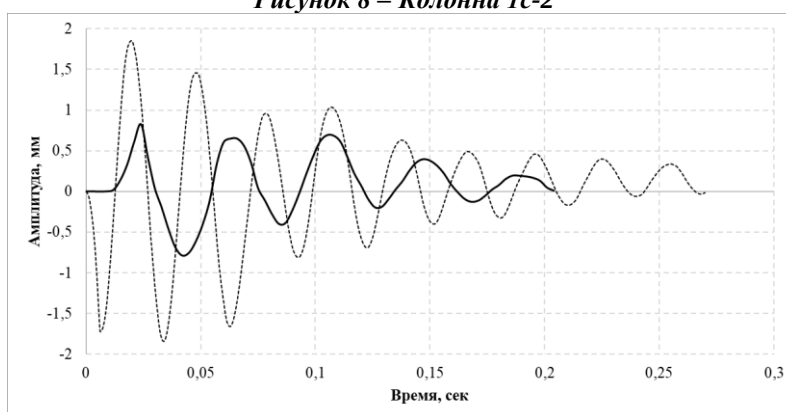


Рисунок 9 – Колонна 1с-3

Таблица 3 - Результаты динамических испытаний

Процент коррозии, %	Маркировка колонн	Период (Т), с	Первая собственная частота (ν), Гц
Колонны без повреждений			
0	1с-2	0,0265	37,75
0	1с-3	0,0260	38,69
0	1с-5	0,0300	33,37
0	1с-6	0,0265	37,75
0	2с-2	0,0305	32,80
0	2с-3	0,0265	37,75
0	2с-4	0,0275	36,47
0	2с-7	0,0275	36,47
-	Среднее значение:	0,0276	36,38
Колонны с коррозионным повреждением арматуры			
20	1с-2	0,036	27,78
20	1с-3	0,044	22,73
20	1с-5	0,036	27,47
20	1с-6	0,038	26,08
-	Среднее значение:	0,0385	26,02
40	2с-2	0,038	26,14
40	2с-3	0,038	26,67
40	2с-4	0,040	25,00
40	2с-7	0,042	23,81
-	Среднее значение:	0,0395	25,41

Образцы колонн, подвергнутые электрохимической коррозии, имели коррозионные трещины вдоль арматурных стержней в пределах защитного слоя бетона. Появление коррозионных трещин значительно влияет на снижение жесткости конструкции, что приводит к увеличению периода колебаний [27, 28]. Для определения расчетного момента инерции экспериментальных колонн было принято расчетное сечение, представленное на рисунке 10. Предлагается не учитывать угловые зоны бетона, по которым были пройдены вертикальные коррозионные трещины от арматуры. В таблице 4 приведены результаты расчета жесткости железобетонной колонны.

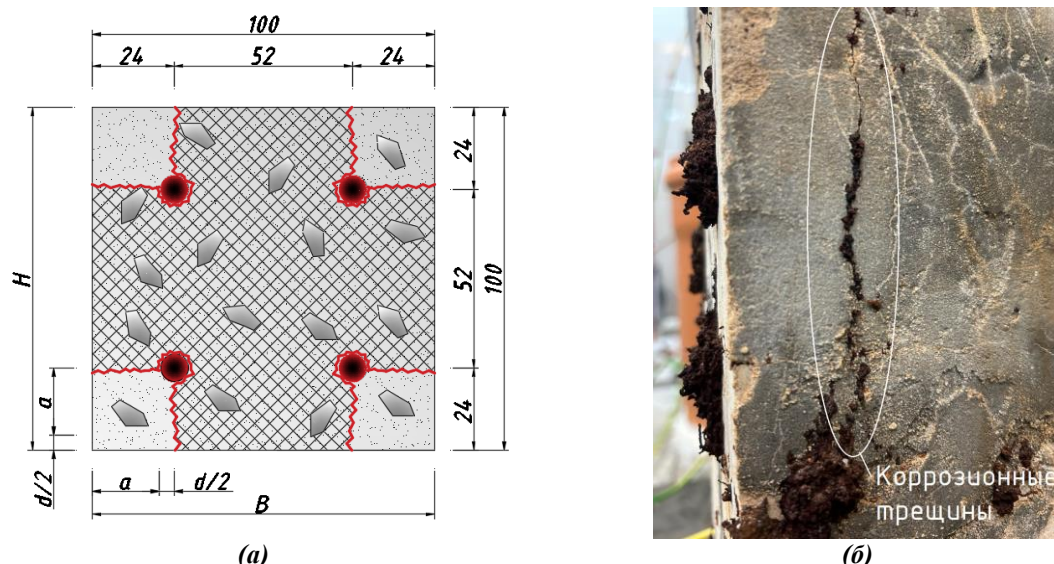


Рисунок 10 – Расчетное сечение колонны с повреждением арматуры:

(а) схема к определению момента инерции; (б) вертикальные угловые коррозионные трещины

Таблица 4 - Результаты определения жесткости сечения колонн

Вид расчетного сечения	Модуль упругости материалов, кН/см ²	Момент инерции бетона, см ⁴	Момент инерции арматуры, см ⁴	Суммарный момент инерции, см ⁴	Жесткость бетонного сечения, кНсм ²	Жесткость арматуры, кНсм ²	Общая жесткость сечения, кНсм ²
Расчетное сечение без коррозии арматуры	Бетон – 1800; Арматура - 20000	833	7,03	840,03	1 500 940	140 600	1 640 540
Расчетное сечение с коррозией арматуры (рисунок 11)	Бетон – 1800; Арматура - 20000	490	5,41	495,41	881 190	108 200	989 390
Сравнение результатов, %		-	-	-	41,25	23,04	39,69

Анализируя полученные данные из таблицы 4, можно обратить внимание на то, что больший вклад в деградацию жесткости колонны вносит изменение расчетного сечения бетона. При коррозии арматуры в 23,08% (по площади сечения) и заданными параметрами армирования колонны (a , H , B , $d/2$), изменение жесткости арматуры составляет 23,04%. При

этом изменение жесткости бетонного сечения без учета угловых зон с коррозионными трещинами, составляет 41,25%. Общая деградация жесткости колонны составляет 39,7%.

Заключение

1. По результатам испытаний было определено снижение сцепления коррозионно-поврежденного стержня на 6,05%.
2. Максимальные напряжения в арматуре у коррозионного поврежденного стержня выше на 6,84%, чем у неповрежденного. Данный эффект достигается за счет снижения площади арматуры с учетом незначительного снижения максимальной нагрузки на образец.
3. По графикам деформирования заметно влияние продуктов коррозии на работу стержня в теле бетона при выдергивании. Коррозионно-поврежденная арматура удерживается в бетоне за счет трения стержня о продукты коррозии и график приобретает линейный характер. При отсутствии повреждений арматуры, видны пластические деформации бетона между профилем арматуры при её работе на выдёргивание из бетона.
4. Коррозионные повреждения на образцах колоннах увеличивают период колебаний на 41,3% и снижают первую собственную частоту. При увеличении степени коррозии арматуры динамические характеристики колонн изменяются незначительно.
5. Основным фактором, влияющим на деградацию динамических характеристик колонн, является изменение жесткости колонны вследствие образования коррозионных трещин вокруг арматурных стержней.

Благодарности

Работа выполнена в рамках государственного задания в сфере научной деятельности Министерства науки и высшего образования Российской Федерации, проект по теме «Оценка технического состояния зданий на основе параметров живучести и риска», номер темы FSWG 2024-0003 (госзадание НИУ МГСУ). Соглашение о предоставлении субсидии из федерального бюджета на финансовое обеспечение выполнения государственного задания от 15.10.2024 №075-03-2024-063/9.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бенин Андрей Владимирович, Семенов Артем Семенович, Семенов Сергей Георгиевич, Мельников Борис Евгеньевич Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения // Magazine of Civil Engineering. 2013. №5 (40).
2. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений. *Железобетонные конструкции*. 2023;3(3):62-74.
3. Алексейцев А.В. Анализ устойчивости железобетонной колонны при горизонтальных ударных воздействиях. *Железобетонные конструкции*. 2023;2(2):3-12.
4. 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;1(1):46-54.
5. Колчунов В.И. Деформационная модель сопротивления бетона и железобетона от дислокаций до трещин. *Строительство и реконструкция*. 2022;6(6):22-39.
6. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. Москва: Стройиздат, 1981. 184 с.
7. Shima H., Chou L.-L., Okamura H. Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete. Journal of the Faculty of Engineering: University of Tokyo. 1987. Vol. XXXIX. No. 2. Pp. 133–194
8. Balázs G.L. Connecting Reinforcement to Concrete by Bond // Beton- und Stahlbetonbau. 2007. No.102. pp. 46–50.
9. CEB-FIP Model Code 90
10. Cruz J.S., Barros J. Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete // Computers and Structures. 2004. No.82. Pp.1513–1521.
11. G. Rehm, The fundamental law of bond, Proceedings of the Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, pp. 491-498, 1957
12. Y.F. Wu, X.M. Zhao, Unified bond stress-slip model for reinforced concrete, J. Struct. Eng. 139 (11) (2012) 1951–1962.

13. H.S. Lee, T. Noguchi, F. Tomosawa, Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion, *Cem. Concr. Res.* 32 (8) (2002) 1313–1318.
14. J.G. Cabrera, Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion, *Cem. Concr. Compos.* 18 (1) (1996) 47–59.
15. K.D. Stanish, R.D. Hooton, S.J. Pantazopoulou, Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete, *ACI Struct. J.* 96 (6) (1999) 915–921.
16. Y. Yuan, S. Yu, F. Jia, Deterioration of bond behavior of corroded reinforced concrete, *Indust. Constr.* 29 (11) (1999) 47–50 (in Chinese).
17. Y. Auyeung, P. Balaguru, L. Chung, Bond behavior of corroded reinforcement bars, *ACI Mater. J.* 97 (2) (2000) 214–220.
18. L. Chung, S.H. Cho, J.H.J. Kim, S.T. Yi, Correction factor suggestion for ACI development length provisions based on flexural testing of RC slabs with various levels of corroded reinforcing bars, *Eng. Struct.* 26 (8) (2004) 1013–1026.
19. L. Chung, J.H.J. Kim, S.T. Yi, Bond strength prediction for reinforced concrete members with highly corroded reinforcing bars, *Cem. Concr. Compos.* 30 (7) (2008) 603–611.
20. K. Bhargava, A.K. Ghosh, Y. Mori, S. Ramanujam, Suggested empirical models for corrosion-induced bond degradation in reinforced concrete, *J. Struct. Eng.* 134 (2) (2008) 221–230.
21. A.R.L. Kivell, Effects of bond deterioration due to corrosion on seismic performance of reinforced concrete structures, University of Canterbury, New Zealand, 2012.
22. H.W. Lin, Y.X. Zhao, Effects of confinements on the bond strength between concrete and corroded steel bars, *Constr. Build. Mater.* 118 (2016) 127–138.
23. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 443 pp.
24. Hindawi, Experimental Study on Bond Performance and Damage Detection of Corroded Reinforced Concrete Specimens, *Advances in Civil Engineering*, Vol. 2020, Article ID 7658623, p.p. 15. DOI 10.1155/2020/7658623
25. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
26. Tamrazyan, A. G. Influence of Damage Level on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Structures when Assessing their Seismic Resistance / A. G. Tamrazyan, M. V. Kudryavtsev // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. – 2024. – Vol. 20, No. 3. – P. 255-264.
27. Tamrazyan A.G., Chemik V.I., Matseevich T.A., Manaenkov I.K. ANALYTICAL MODEL of DEFORMATION of REINFORCED CONCRETE COLUMNS BASED ON FRACTURE MECHANICS/ *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Т. 18. № 6. С. 573-583.
28. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой. *Строительство и реконструкция*. 2022. № 1 (99). С. 89-98.

REFERENCES

1. Benin Andrey Vladimirovich, Semyonov Artem Semyonovich, Semyonov Sergey Georgievich, Melnikov Boris Evgenyevich Mathematical modeling of the process of fracture of bonding of reinforcement with concrete. Part 1. Models taking into account non-continuity of the connection // *Magazine of Civil Engineering*. 2013. №5 (40).
2. Tamrazyan A.G. Conceptual Approaches to Robustness Assessment of Building Structures, Buildings and Facilities. Reinforced concrete structures. 2023;3(3):62-74.
3. Alekseytsev A.V. Stability of the RC Column under Horizontal Impacts. Reinforced concrete structures. 2023;2(2):3-12.
4. Savin S.Yu., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Ductility of Eccentrically Compressed Elements of RC Frame Damaged by Corrosion under Accidental Impacts. Reinforced concrete structures. 2023;1(1):46-54.
5. Kolchunov V.I. DEFORMATION MODEL of REINFORCED CONCRETE STRUCTURES' RESISTANCE - FROM DISLOCATIONS to CRACKS. *Building and Reconstruction*. 2022;(6):22-39.
6. Kholmianskiy M.M. Kontakt armatury s betonom [Contact between concrete and reinforcement]. Moscow: Stroyizdat, 1981. 184 p. (rus)
7. Shima H., Chou L.-L., Okamura H. Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete. *Journal of the Faculty of Engineering: University of Tokyo*. 1987. Vol. XXXIX. No. 2. Pp. 133–194
8. Balázs G.L. Connecting Reinforcement to Concrete by Bond // *Beton- und Stahlbetonbau*. 2007. No.102. pp. 46–50.
9. CEB-FIP Model Code 90
10. Cruz J.S., Barros J. Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete // *Computers and Structures*. 2004. No.82. Pp.1513–1521.
11. G. Rehm, The fundamental law of bond, *Proceedings of the Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete*, Stockholm, pp. 491-498, 1957

12. Y.F. Wu, X.M. Zhao, Unified bond stress-slip model for reinforced concrete, *J. Struct. Eng.* 139 (11) (2012) 1951–1962.
13. H.S. Lee, T. Noguchi, F. Tomosawa, Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion, *Cem. Concr. Res.* 32 (8) (2002) 1313–1318.
14. J.G. Cabrera, Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion, *Cem. Concr. Compos.* 18 (1) (1996) 47–59.
15. K.D. Stanish, R.D. Hooton, S.J. Pantazopoulou, Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete, *ACI Struct. J.* 96 (6) (1999) 915–921.
16. Y. Yuan, S. Yu, F. Jia, Deterioration of bond behavior of corroded reinforced concrete, *Indust. Constr.* 29 (11) (1999) 47–50 (in Chinese).
17. Y. Auyeung, P. Balaguru, L. Chung, Bond behavior of corroded reinforcement bars, *ACI Mater. J.* 97 (2) (2000) 214–220.
18. L. Chung, S.H. Cho, J.H.J. Kim, S.T. Yi, Correction factor suggestion for ACI development length provisions based on flexural testing of RC slabs with various levels of corroded reinforcing bars, *Eng. Struct.* 26 (8) (2004) 1013–1026.
19. L. Chung, J.H.J. Kim, S.T. Yi, Bond strength prediction for reinforced concrete members with highly corroded reinforcing bars, *Cem. Concr. Compos.* 30 (7) (2008) 603–611.
20. K. Bhargava, A.K. Ghosh, Y. Mori, S. Ramanujam, Suggested empirical models for corrosion-induced bond degradation in reinforced concrete, *J. Struct. Eng.* 134 (2) (2008) 221–230.
21. A.R.L. Kivell, Effects of bond deterioration due to corrosion on seismic performance of reinforced concrete structures, University of Canterbury, New Zealand, 2012.
22. H.W. Lin, Y.X. Zhao, Effects of confinements on the bond strength between concrete and corroded steel bars, *Constr. Build. Mater.* 118 (2016) 127–138.
23. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 443 pp.
24. Hindawi, Experimental Study on Bond Performance and Damage Detection of Corroded Reinforced Concrete Specimens, *Advances in Civil Engineering*, Vol. 2020, Article ID 7658623, p.p. 15. DOI 10.1155/2020/7658623
25. SP 63.13330.2018 Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions. SNiP 52-01-2003 (with Amendment No. 1) Code of Regulations from 19.12.2018
26. Tamrazyan, A. G. Influence of Damage Level on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Structures when Assessing their Seismic Resistance / A. G. Tamrazyan, M. V. Kudryavtsev // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. – 2024. – Vol. 20, No. 3. – P. 255-264.
27. Tamrazyan A.G., Chernik V.I., Matseevich T.A., Manaenkov I.K. ANALYTICAL MODEL of DEFORMATION of REINFORCED CONCRETE COLUMNS BASED ON FRACTURE MECHANICS/ *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. T. 18. № 6. С. 573-583.
28. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Reliability analysis of reinforced concrete slab with corroded reinforcement. *Construction and reconstruction*. 2022. No. 1 (99). P. 89-98.

Информация об авторах:

Тамразян Ашот Георгиевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой
E-mail: tamrazian@mail.ru

Кудрявцев Максим Владимирович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
аспирант, преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций
E-mail: k.m.v.29.12.96@yandex.ru

Information about authors:

Tamrazyan Ashot G.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
Corresponding member of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures
E-mail: tamrazian@mail.ru

Kudryavtsev Maksim V.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
Postgraduate student, lecturer at the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures
E-mail: k.m.v.29.12.96@yandex.ru