



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).

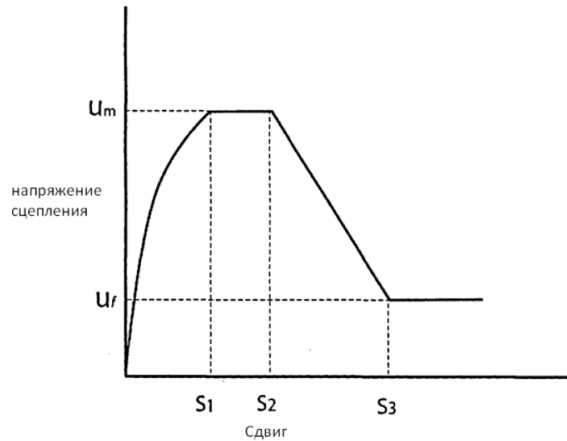


Рис. 1. Модель CEB (Comite Euro-International du Beton, 1991)

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 возрасть 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	$0.15\tau_{\max}$	$0.15\tau_{\max}$	$0.4\tau_{\max}$	$0.4\tau_{\max}$

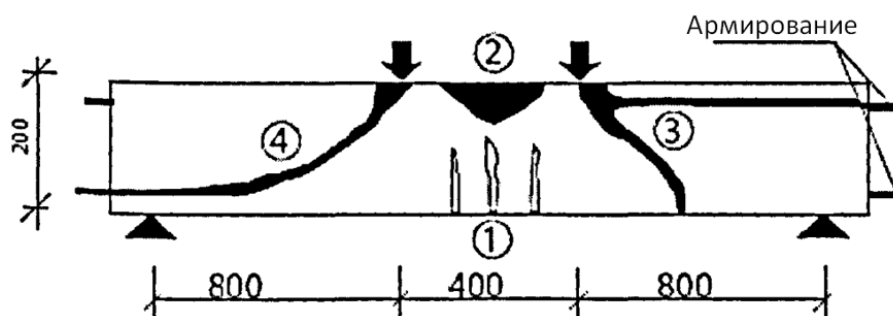


Рис. 2. Схема типов разрушения балок с корродированной арматурой: 1 — разрушение при изгибе (растянутая арматура в нижней зоне); 2 — разрушение в результате сжатия бетона; 3 — разрушение при сдвиге; 4 — разрушение при сдвиге в сочетании с разрушением закрепления растянутых стержней

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 « a », погруженного в бетон на расстояние « c », наибольшая прочность достигалась при отношении a/c около 0,065. В деформационных требованиях зарубежных нормативных документов приведен следующий диапазон значений a/c :

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

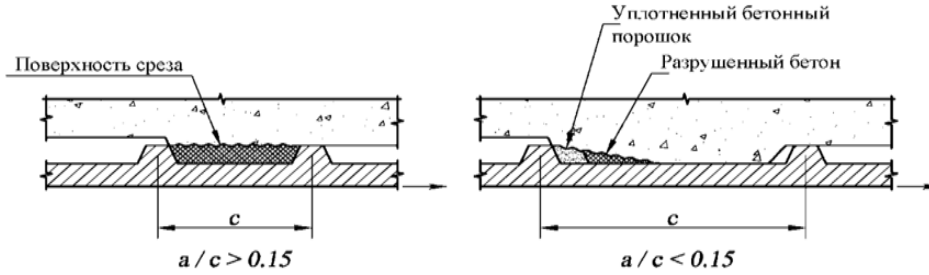


Рис. 3. Виды разрушений бетонных консолей между поперечными ребрами арматурной стали
Fig. 3. Failure mechanisms for concrete between steel rebar ribs

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).