



УДК 624.3.019.32
DOI: 10.22227/2949-1622.2025.4.5-17

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Влияние перераспределения моментов на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов при повреждении напрягающей арматуры вследствие коррозии

А.Г. Тамразян*

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет,
Москва, Российская Федерация
*tamrazian@mail.ru

Ключевые слова: статически неопределенные железобетонные балки, перераспределение моментов, пластический поворот, повреждение напрягающей арматуры, несущая способность, остаточный коэффициент запаса прочности, минимальное армирование

История статьи

Поступила в редакцию: 03.10.2025

Доработана: 21.10.2025

Принята к публикации: 26.10.2025

Для цитирования

Тамразян А.Г. Влияние перераспределения моментов на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов при повреждении напрягающей арматуры вследствие коррозии // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 12. № 4. С. 5–17.

Аннотация. Одной из основных целей в области строительства зданий является проектирование будущих железобетонных конструкций, устойчивых к непредвиденным нагрузкам. Другими словами, конструкция должна быть спроектирована так, чтобы работать надежно и безопасно. Двумя важнейшими критериями оценки надежности являются пластичность конструкции и принцип «растягивания перед разрушением». Рассматриваются известные случаи коррозионных повреждений предварительно напряженного бетона. Предлагается определить остаточную несущую способность и коэффициент запаса прочности поперечного сечения предварительно напряженной железобетонной балки, используя площадь остаточной напрягающей арматуры вследствие коррозионного повреждения. Рассмотрены два случая перераспределения моментов: от пролета к опоре, когда потеря происходит в пролете, и от опоры к пролету, когда потеря происходит на опоре. Для обеспечения прочности железобетонной балки для статически определимых и неопределенных систем предлагается определить минимальное армирование, исходя из их способности к пластическому повороту при потере напрягающей арматуры.

Influence of Redistribution of Moments on the Load-Bearing Capacity of Bending Reinforced Concrete Elements in Case of Damage to the Pressured Reinforcement due to Corrosion

A.G. Tamrazyan*

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation
* tamrazian@mail.ru

Ашот 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., 2025



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

Keywords: statically indeterminate reinforced concrete beams, moment redistribution, plastic rotation, damage to prestressed reinforcement, load-bearing capacity, residual safety factor, minimum reinforcement

Article history

Received: 03.10.2025

Revised: 21.10.2025

Accepted: 26.10.2025

For citation

Tamrazyan A.G. Influence of Redistribution of Moments on the Load-Bearing Capacity of Bending Reinforced Concrete Elements in Case of Damage to the Pressured Reinforcement due to Corrosion. *Reinforced concrete structures*. 2025; 4(12):5-17.

Abstract. One of the main goals in building construction is to design future reinforced concrete structures that are resistant to unexpected loads. In other words, the structure must be designed to operate reliably and safely. Two key reliability assessment criteria are the ductility of the structure and the “cracking before failure” principle. Known cases of corrosion damage to prestressed concrete are considered. It is proposed to determine the residual load-bearing capacity and safety factor of the cross-section of a prestressed concrete beam using the area of residual prestressed reinforcement due to corrosion damage. Two cases of moment redistribution are considered: from span to support, when the loss occurs in the span, and from support to span, when the loss occurs at the support. To ensure the strength of reinforced concrete beams for statically determinate and indeterminate systems, it is proposed to determine the minimum reinforcement based on their ability to plastically rotate upon loss of prestressed reinforcement.

ВВЕДЕНИЕ

Известно множество случаев повреждения предварительно напряженных железобетонных конструкций вследствие коррозии напрягаемой арматуры [1]. Эти повреждения часто проявлялись в конструкции только после многих лет эксплуатации. В прошлом уровень развития технологий не позволял прогнозировать будущие повреждения. На самом деле, крайне сложно предсказать долгосрочное поведение элементов конструкции и материалов. Для обнаружения сигналов тревоги, инициируемых вышеупомянутыми типами повреждений, были разработаны испытания для оценки чувствительности напрягаемой арматуры. Трудности, возникающие в ходе этих испытаний, связаны с реалистичным моделированием условий на месте эксплуатации в ходе ускоренных испытаний [2, 3]. В зависимости от метода исследования и типа используемой арматуры стандартное испытание приводит к частично противоречивым сигналам, которые не совпадают с опытом, полученным для конструкции в каждом случае.

Соответственно, для улучшения оценки долговременного поведения в условиях эксплуатации крайне необходима дальнейшая разработка этого стандартного испытания. Результаты исследований, касающихся надежности и прочности стали, относятся к менее чувствительным на сегодняшний день типам предварительно напряженной арматуры. При неблагоприятных граничных условиях возникновение коррозии под напряжением в принципе не может быть исключено, несмотря на использование современной предварительно напряженной стали. Поэтому для обеспечения безопасного поведения в условиях предварительного напряжения предлагается новая концепция минимального армирования [4]. Это обычное армирование предназначено для предотвращения внезапного разрушения конструкции в маловероятном случае потери предварительного натяжения стальной арматуры от коррозии [5].

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

МЕТОД

Основные понятия и расчетные допущения

Рассматривая известные случаи коррозионных повреждений предварительно напряженного бетона, можно отметить следующие особенности [6, 7]:

- потеря прочности арматуры всегда происходит локально. Потеря предварительного напряжения компенсируется за счет сцепления напрягаемой арматуры с бетоном в пределах длины передачи усилия, что означает, что несущая способность ограничивается лишь локально;
- вероятность потери сечения арматуры в любой точке балки одинакова. Для соответствующих конструкций невозможно установить взаимосвязь между интенсивностью внешней нагрузки и частотой потери сечения арматуры.

Вышеуказанные утверждения применены к расчетной модели таким образом, что в каждой точке конструкции некоторое значение предварительного напряжения арматуры может быть последовательно потеряно из-за коррозии до появления трещин.

При такой степени потери сечения можно определить значение остаточного предварительного напряжения арматуры. Используя площадь остаточной напрягаемой арматуры, можно определить остаточную несущую способность и коэффициент запаса прочности поперечного сечения. Также можно рассчитать необходимое количество арматуры для компенсации дефицита запаса прочности.

Дополнительные расчетные предположения:

- остаточная площадь напрягаемой арматуры сохраняет неизменные свойства материала до достижения предела текучести f_{pk} ;
- сигнализирующее поведение гарантируется, если можно доказать, что остаточная прочность $\gamma_r > 1,0$ по всей длине конструкции;
- в припорных зонах остаточная прочность после образования трещин будет обеспечена.

Статически определимые системы

Остаточная площадь напрягаемой арматуры после образования трещин

Напряжение в бетоне в крайнем волокне поперечного сечения при сочетании нагрузок A_q и остаточного усилия предварительного напряжения $A_{p,r} \cdot \varepsilon_p^0 \cdot E_p$ показано на рис. 1.

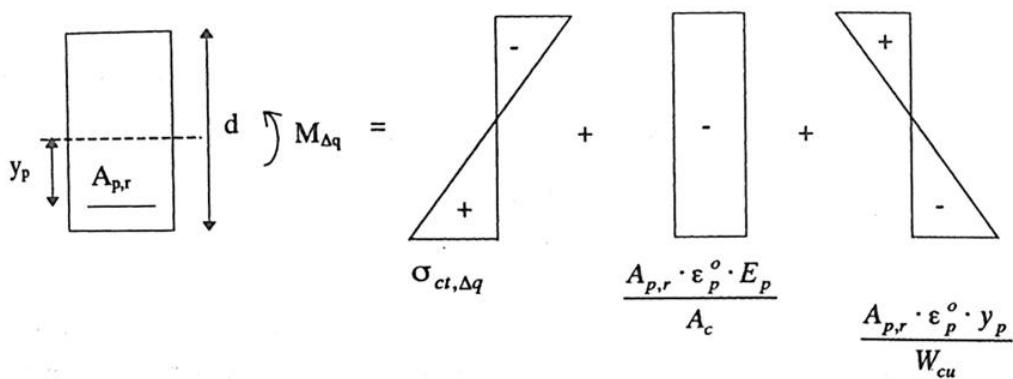


Рис. 1. Напряжение при сочетании нагрузок и остаточного предварительного напряжения

Fig. 1. Stress under load combinations and remaining prestress

При последовательном разрушении напрягаемой арматуры трещинообразование в бетоне происходит при выполнении следующего условия:

$$\sigma_{cu,\Delta q} - \frac{A_{p,r} \cdot \varepsilon_p^0 \cdot E_p}{A_c} - \frac{A_{p,r} \cdot \varepsilon_p^0 \cdot y_p \cdot E_p}{W_{cu}} = f_{ctm}, \quad (1)$$

где $\sigma_{cu,\Delta q}$ — растягивающее напряжение в бетоне в крайнем волокне;

A_c — площадь поперечного сечения бетона;

$A_{p,r}$ — остаточная площадь напрягаемой арматуры после образования трещин;

ε_p^0 — предварительная деформация напрягаемой арматуры;

E_p — модуль упругости напрягаемой арматуры;

y_p — расстояние между напрягаемой арматурой и осью поперечного сечения;

W_{cu} — момент сопротивления сечения в нижнем волокне;

f_{ctm} — средняя прочность бетона на растяжение.

Остаточная площадь напрягаемой арматуры в поперечном сечении $A_{p,r}$ на момент образования трещин определяется по формуле:

$$A_{p,r} = \frac{\sigma_{cu,\Delta q} - f_{ctm}}{\varepsilon_p^0 \cdot E_p \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{y_p}{W_{cu}} \right)} = \frac{A_c \cdot f_{ctm} \cdot k_0 (a^* - 1)}{\varepsilon_p^0 \cdot E_p \cdot (k_0 + y_p)}, \quad (2)$$

где k_0 — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее удаленной ядровой точки, $k_0 = W_{cu}/A_c$;

$a^* = \sigma_{cu,\Delta q}/f_{ctm}$ — отношение между напряжением растяжения бетона и средней прочностью бетона на растяжение.

Уравнение (2) показывает, что остаточная площадь сечения напрягаемой арматуры не зависит от ее количества в сечении. Если для того же поперечного сечения и той же нагрузки используется большее усилие предварительного напряжения, то соответственно большая площадь сечения напрягаемой арматуры не должна привести к разрушению по трещинам. Следовательно, усилие предварительного напряжения должно быть не больше необходимого для обеспечения эксплуатационной пригодности элемента из предварительно напряженного бетона [8].

Опорный момент сечения можно рассчитать по остаточной площади сечения напрягаемой арматуры, учитывая увеличение деформации напрягаемой арматуры в состоянии разрушения ($\Delta\varepsilon_p$) по сравнению с деформацией в состоянии предварительного напряжения, а также учитывая внутреннее плечо оставшейся напрягаемой арматуры z_p :

$$M_{A_{p,r}} = \frac{A_c \cdot f_{ctm} \cdot k_0 (a^* - 1)}{\varepsilon_p^0 \cdot E_p \cdot (k_0 + y_p)} \cdot (\varepsilon_p^0 + \Delta\varepsilon_p) \cdot E_p \cdot z_p. \quad (3)$$

Используя значение эффективности η преднатянутой арматуры, $\eta = \frac{\varepsilon_p^0 + \Delta\varepsilon_p}{\varepsilon_p^0}$, остаточный опорный момент в каждой точке балки $\varepsilon = x/l$ можно выразить следующим образом:

$$M_{A_{p,r}}(\xi) = \frac{A_c \cdot f_{ctm} \cdot k_0 [a^*(\xi) - 1]}{[k_0 + y_p(\xi)]} \cdot \eta \cdot z_p(\xi). \quad (4)$$

Для дальнейшей оценки аварийного отказа необходимо рассчитать остаточный запас прочности γ_r при полной нагрузке q по всей длине балки. Аварийный отказ можно считать безопасным, только если в каждой точке $\gamma_r \geq 1,0$.

Коэффициент остаточного запаса прочности γ_r для произвольной точки балки можно определить путем разложения уравнения (3):

$$\gamma_r(\xi) = \frac{M_{A_{p,r}}(\xi)}{M_q(\xi)} = \frac{A_c \cdot f_{ctm} \cdot k_0 [a^*(\xi) - 1]}{M_q(\xi) [k_0 + y_p(\xi)]} \cdot \eta \cdot z_p(\xi). \quad (5)$$

На рис. 2 показана несущая способность сечения остаточной преднатянутой арматуры $M_{A_{p,r}}$, момент от полной нагрузки M_q и соответствующий остаточный запас прочности.

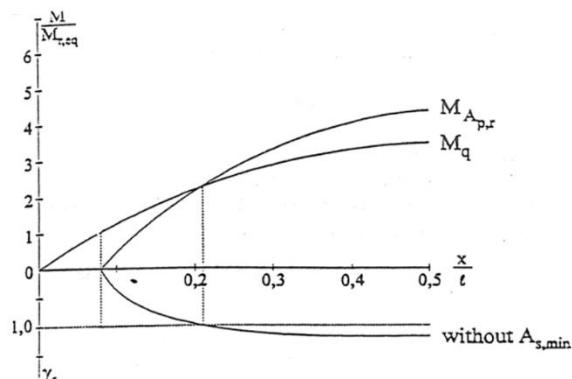


Рис. 2. Несущая способность остаточной преднатянутой арматуры и остаточный запас прочности

Fig. 2. Bearing capacity of remaining prestressing steel and the residual strength

На основании этого рисунка для любой однопролетной преднатянутой балки при исследовании потери преднатяжения арматуры можно определить три области. В первой области, где $M_q \leq M_{cr}$, полная потеря преднатяжения арматуры может быть без каких-либо внешних признаков. Это понятно, поскольку в этой области неповрежденное неармированное бетонное сечение может воспринимать момент $M_{\Delta q}$. Если прочность бетона на растяжение снижается при длительном нагружении после потери преднатяжения арматуры, или если нагрузка превышает кратковременную нагрузку A_q , эта область разрушится хрупко. Во второй области, где $M_{A_{p,r}} \leq M_q$, образование трещин происходит при частичной потере преднатяжения арматуры. Однако это не может рассматриваться как безопасное состояние, поскольку остаточный запас прочности в этой области меньше 1,0.

Только в третьей области, где $M_{A_{p,r}} > M_q$, существует безопасное состояние.

Для обеспечения предварительного предупреждения в каждой точке конструкции к предварительно напряженной стали элемента в принципе должно быть добавлено минимальное армирование.

Требуемая площадь арматуры

Требуемая площадь арматуры $\min A_s$ может быть определена с использованием критерия прочности с уменьшенным коэффициентом запаса прочности $\gamma_r = 1,0$. Характеристическое уравнение имеет вид:

$$\lambda \cdot \sigma_{c,\Delta q} \cdot W_{bu} - A_{p,r} \cdot E_p (\varepsilon_p^0 + \Delta \varepsilon_p) z_p = f_{yk} \cdot \min A_s \cdot z_s, \quad (6)$$

где λ — соотношение между полной и временной нагрузкой;

f_{yk} — предел текучести арматуры;

$\min A_s$ — требуемая площадь арматуры;

z_s — внутреннее плечо арматуры в состоянии разрушения.

Используя уравнение (2) для $A_{p,r}$, минимальное армирование назначается следующим образом:

$$\min A_s = A_c \left[\lambda \cdot \sigma_{cu,\Delta q} \frac{W_{cu}}{A_c} - \frac{f_{ctm} \cdot k_0 [a^* - 1]}{k_0 + y_p} \cdot \eta \cdot z_p \right] \cdot \frac{1}{f_{yk} \cdot z_s}. \quad (7)$$

Поскольку момент, приложенный к остаточной напрягаемой арматуре в области $M_{\Delta q} \geq M_{cr}$, увеличивается быстрее, чем момент нагрузки M_q , из уравнения (7) следует, что для точки, где $a^* = 1$ (т.е. $\sigma_{cu,\Delta q} = f_{ctm}$, а $M_{A_{p,r}}$ по-прежнему равно нулю) для обеспечения заблаговременного предупреждения о разрушении, требуется расчетное минимальное армирование. Следовательно:

$$\max (\min A_s) = \frac{\lambda \cdot f_{ctm} \cdot W_{cu}}{f_{yk} \cdot z_s}. \quad (8)$$

Несущая способность обычной арматуры в точке $a = 1$ ($M_{\Delta q} = M_c$) должна быть равна λ -кратному моменту трещинообразования поперечного сечения (см. рис. 3). Исходя из предположения, что предельное минимальное армирование будет установлено по всей длине балки, остаточная прочность определяется по формуле:

$$\gamma_r(\xi) = \frac{1}{M_q(\xi)} = \left[\frac{A_c \cdot f_{ctm} \cdot k_0 [a(\xi) - 1]}{k_0 + y_p(\xi)} \cdot \eta \cdot z_p(\xi) + \lambda \cdot f_{ctm} \cdot W_{cu} \right]. \quad (9)$$

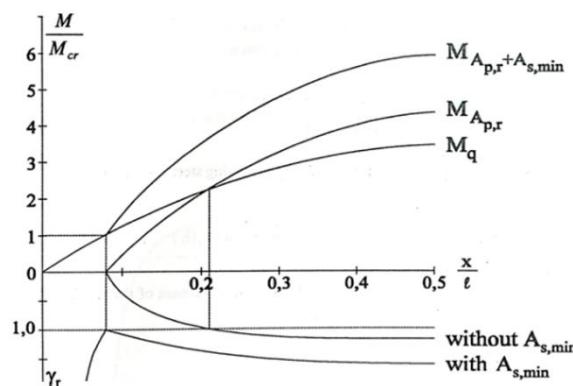


Рис. 3. Влияние минимального армирования на коэффициент прочности

Fig. 3. Influence of the minimum reinforcement on the safety factor

Статически неопределеные системы

Остаточные усилия напрягаемой арматуры и коэффициент запаса прочности

Для статически неопределенных систем справедливы те же условия, что и для статически определенных. Однако необходимо учитывать две особенности статически неопределенных систем:

- влияние статически неопределенного момента, обусловленного предварительным напряжением M_{vx} , на остаточную напрягаемую арматуру при образовании трещин;

- возможность перераспределения моментов в статически неопределенных системах [9–13].

Вплоть до образования трещин статически неопределенный момент, обусловленный предварительным напряжением, не изменяется, поскольку жесткость балки, вызванная локальной потерей напряжения самой арматуры, не меняется. Следовательно, влияние статически неопределенных моментов, обусловленных предварительным напряжением, может быть включено в определение остаточной напряженной арматуры, так что этот момент увеличивает или уменьшает уровень нагрузки в зависимости от своего знака. При этих условиях остаточное предварительное напряжение арматуры в статически неопределенных системах можно определить путем разложения уравнения (2). Теперь его можно записать как:

$$A_{p,r}(\xi) = \frac{W_{cu} \cdot [\sigma_{cu,\Delta q}(\xi) - f_{ctm}] + M_{vx}(\xi)}{\varepsilon_p^0 \cdot E_p (k_0 + y_p(\xi))}. \quad (10)$$

Из этого следует расчет опорного момента остаточной напряженной арматуры:

$$M_{A_{p,r}} = \frac{W_{cu} \cdot [\sigma_{cu,\Delta q}(\xi) - f_{ctm}] + M_{vx}(\xi)}{(k_0 + y_p(\xi))} \cdot \eta \cdot z_p(\xi). \quad (11)$$

На рис. 4 качественно представлена кривая опорного момента остаточного напряжения двухпролетной балки с равномерно распределенной нагрузкой.

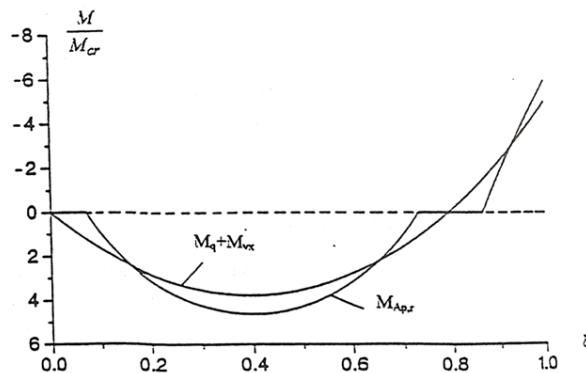


Рис. 4. Несущая способность остаточной преднапрягаемой арматуры

Fig. 4. Moment capacity of remaining prestressing steel

Сравнив опорный момент остаточной преднатягаемой арматуры с моментом от нагрузки, можно определить остаточную прочность по всей длине балки. Это приводит к следующему уравнению без учета возможности перераспределения моментов в статически неопределеных системах:

$$\gamma_r(\xi) = \frac{1}{M_q(\xi)} \cdot \left(\frac{W_{cu} \cdot [\sigma_{cu,\Delta q}(\xi) - f_{ctm}] + M_{vx}(\xi)}{(k_0 + y_p(\xi))} \cdot \eta \cdot z_p(\xi) - M_{vx}(\xi) \right). \quad (12)$$

На рис. 5 в качестве примера показана остаточная прочность двухпролетной балки с периодическим профилем арматуры под равномерно распределенной нагрузкой.

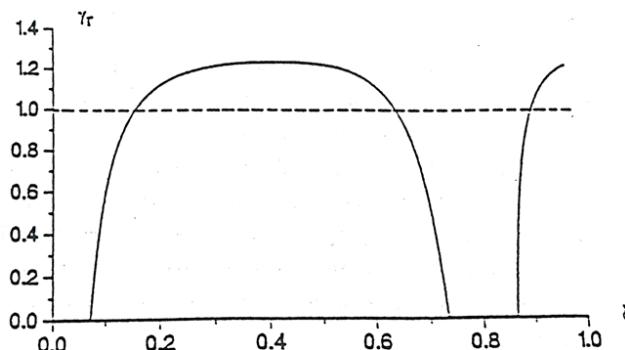


Рис. 5. Остаточная прочность без минимального армирования

Fig. 5. Residual strength without minimum reinforcement

На рис. 5 показано, что минимальное армирование также необходимо в статически неопределенных системах для компенсации дефицита прочности в зонах вблизи опор. С другой стороны, требуемое минимальное армирование может быть получено из уравнения равновесия моментов:

$$M_{A_s} = M_q + M_{vx} - M_{A_{p,r}}. \quad (13)$$

Как и для статически определимых систем, требуемое минимальное армирование для статически неопределенных систем имеет наибольшее значение в точке, где остаточное предварительное напряжение арматуры равно нулю. С учетом статически неопределенного момента, обусловленного предварительным напряжением, справедливо следующее выражение:

$$M_{\Delta q} + M_{vx} = M_{cr}. \quad (14)$$

Решая уравнение (14) относительно $M_{\Delta q}$ и подставляя полученное значение в уравнение (13), выражение для определения минимального армирования можно записать в виде:

$$M_{A_{s,min}} = \lambda \cdot M_{cr} - M_{vx}(\lambda - 1). \quad (15)$$

Если минимальное армирование, определяемое по уравнению (14), размещено по всей длине растянутой зоны, то остаточный коэффициент запаса прочности в каждой точке больше или равен единице. Это показано на рис. 6.

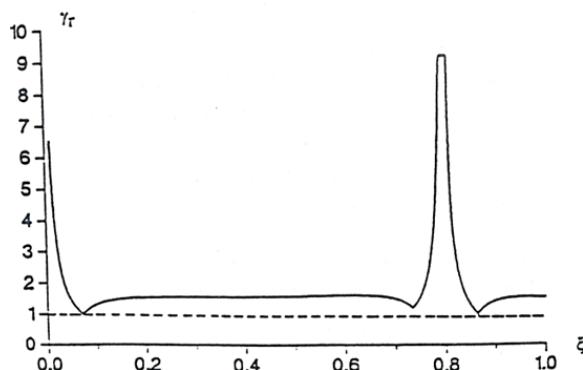


Рис. 6. Остаточный коэффициент запаса прочности при минимальном армировании согласно уравнению (15)
Fig. 6. Residual safety factor with minimum reinforcement according to Eq. (15)

Следует отметить, что требуемое минимальное армирование зависит от параметров поперечного сечения. Это означает, что в статически неопределеных системах минимальное армирование должно рассчитываться отдельно для верхней и нижней растянутых зон. Уравнение (14) можно использовать как для пролетной части, так и для опорной части. Выражения для минимального армирования не учитывают важное и благоприятное свойство статически неопределенной системы. Это свойство заключается в возможности перераспределения моментов. Поэтому необходимо исследовать, приводит ли использование перераспределения моментов к уменьшению минимально необходимого армирования согласно уравнению (14) в статически неопределеных системах.

Учет перераспределения моментов

Известно, что распределение моментов в статически неопределеных системах зависит от распределения жесткости внутри конструкции [14, 15]. Это означает, что локальные изменения жесткости могут привести к переменному распределению моментов. На первый взгляд, таким образом, можно сделать вывод, что потеря пред напряжения в статически неопределеных системах может быть частично или даже полностью компенсирована перераспределением моментов.

Как объяснялось выше, потеря сечения арматуры может возникнуть в любой точке конструкции. Следовательно, необходимо рассмотреть два различных случая перераспределения моментов:

- перераспределение от пролета к опоре, когда потеря происходит в пролете;
- перераспределение от опоры к пролету, когда потеря происходит на опоре.

При условии одинакового дефицита запаса прочности потеря внутри пролета, особенно вокруг внешней опоры, представляет собой гораздо более сложную задачу. Это связано с тем, что перераспределение, необходимое для компенсации дефицита, требует гораздо большей способности пластического поворота, чем та, которая необходима для потерь, происходящих в опорной зоне.

На рис. 7 качественно показан момент, который необходимо перераспределить в пролете и в опорных зонах для компенсации соответствующего дефицита момента.

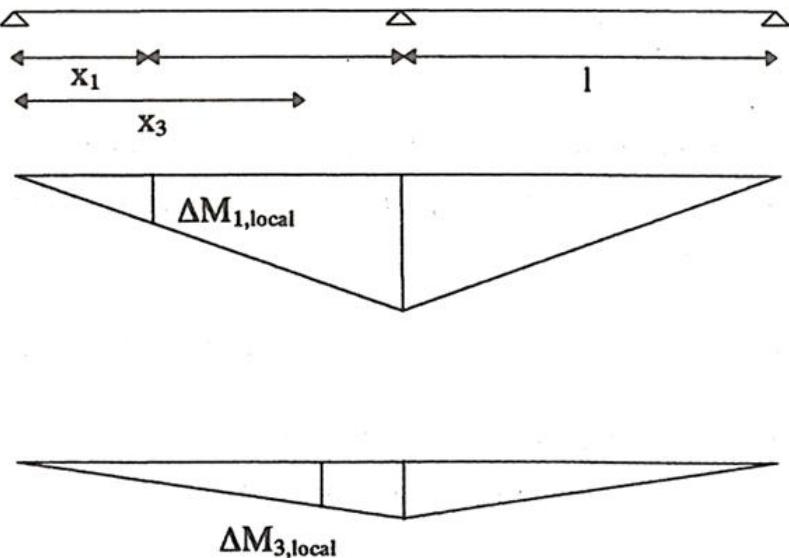


Рис. 7. Моменты, перераспределяемые вследствие потери напряжения в пролете и на опоре
Fig. 7. Moments to be redistributed due to tendon loss in the field and loss in the support areas

Требуемый пластический момент поворота для перераспределения, соответствующего ΔM_{local} , показан на рис. 7:

- для перераспределения от пролета к опоре:

$$\bullet \quad \theta_{pl,1} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{\Delta M_{1,local} \cdot l^3}{3x_1^2} ; \quad (16)$$

- для перераспределения от опоры к пролету:

$$\bullet \quad \theta_{pl,3} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{\Delta M_{3,local} \cdot l^3}{3x_3^2} . \quad (17)$$

Как правило, в уравнениях (16) и (17) можно использовать жесткость из состояния I, поскольку потеря арматуры оказывает лишь локальное влияние. Это означает, что области элемента, оставшиеся неповрежденными, остаются без трещин. В случае сомнений необходимо проводить проверку, не возникнут ли трещины после перераспределения момента в других частях конструкции.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Сравнивая требуемый пластический поворот для перераспределения одного и того же ΔM_{local} в двух вышеупомянутых случаях перераспределения, можно получить следующее соотношение для требуемого пластического поворота:

$$\frac{\theta_{pl,1}}{\theta_{pl,3}} = \left(\frac{x_3}{x_1} \right)^2 \cdot \frac{\Delta M_{1,local}}{\Delta M_{3,local}} . \quad (18)$$

Это соотношение еще раз проясняет различные возможности перераспределения момента. Потерю сечения арматуры на внутренней опоре гораздо проще компенсировать перераспределением, чем потерю в пролете.

Для перераспределения момента одновременно должны выполняться два условия:

- достаточная деформационная способность в точке повреждения;
- достаточная способность воспринимать моменты в точках, оставшихся неповрежденными.

В общем случае оба эти условия должны всегда проверяться. Способности воспринимать моменты в точке, не подверженной деформации, бывает часто достаточно. Однако чаще ограниченная деформационная способность устанавливает строгие ограничения на перераспределение моментов. В случае потери натяжения арматуры существующую способность к пластическому повороту можно приблизительно определить, оценив ширину трещины в точке потери, которая может быть рассчитана следующим образом:

$$a_{crc} = \frac{0,4 \cdot \varepsilon_{uk} \cdot d_s \cdot f_{tk}}{6 f_{ctm}}. \quad (19)$$

Способность пластического поворота при потере арматуры может быть определена как:

$$\theta_{pl} = 0,07 \frac{\varepsilon_{uk} \cdot d_s}{d - x} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{ctm}}. \quad (20)$$

Используя диаметр обычной арматуры и высоту балки, можно установить, что деформационная способность балки при потере преднапряжения арматуры крайне ограничена.

Способность к пластическому повороту при потере преднапряжения арматуры весьма ограничена (уравнение 19), поэтому не следует ожидать значительного перераспределения момента. Таким образом, для обеспечения прочности предварительно напряженной бетонной балки как для статически определимых, так и для статически неопределенных систем требуется следующее минимальное армирование:

$$\min \rho_s = k_c \cdot 0,8 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}. \quad (21)$$

Требуемое минимальное армирование из предыдущей формулы соответствует количеству арматуры из уравнения (8), где в данном случае λ принимается равной 1, поскольку потеря сечения арматуры считается случайным воздействием.

Коэффициент 0,8 отражает влияние остаточного напряжения на несущую способность бетонного сечения без трещин. Следует учитывать, что усилие предварительного напряжения, в отличие от метода контроля ширины трещины, не используется. Обоснование этого приводит к уже выведенному соотношению: предельное значение минимальной арматуры требуется в точке, где остаточная площадь предварительно напрягаемой арматуры равна нулю.

Это количество арматуры должно быть установлено в растянутой зоне. Для повышения пластичности балки нижняя арматура из уравнения (20) должна быть продолжена над опорой на случай, если несущая способность растянутой зоны превысит несущую способность сжатой зоны.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Минимальное армирование можно использовать во всех статических расчетах. Уменьшение этого армирования возможно только в том случае, если всегда гарантируется возможность проверки предварительно напрягаемой арматуры, и если использование перераспределения моментов приводит к уменьшению необходимого количества арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Матеевич Т.А., Андреев И.Ф.* Функция надежности предварительно напряженной корродированной железобетонной балки при нелинейном распространении коррозии // Строительство и реконструкция. 2023. № 5 (109). С. 45–52.
2. Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings // Eurocode 2, 2-е изд. London, UK : British Standards Institution, 2011.
3. fib Model code Fib Model code for concrete structures // FIB Model code. Lausanne, Switzerland : International Federation for Structural Concrete, 2020.
4. *Тамразян А.Г.* Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 3. № 3. С. 62–74.
5. *Тамразян А.Г., Матеевич Т.А.* Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой // Строительство и реконструкция. 2022. № 1 (99). С. 89–98.
6. *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). Pp. 128–137.
7. *Бондаренко В.М., Иванов А.И., Пискунов А.В.* Определение коррозийных потерь несущей способности сжатых железобетонных элементов при решении по СНиП // Бетон и железобетон. 2011. № 5. С. 26–28.
8. СП 63.1333.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 2012. С. 20–54.
9. *Tamrazyan A.G., Sayed Y.A.K.* A practical model for moment redistribution in statically indeterminate RC beams // European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2022. DOI: 10.1080/19648189.2022.2086179
10. *Попов Д.С.* Численные исследования перераспределения усилий в статически неопределеных коррозионно-поврежденных железобетонных балках // Инженерный вестник Дона. 2023. № 4 (100). С. 91–610.
11. *Aydogan M.S., Aydemir C., Arslan G.* An experimental and analytical research on moment redistribution in Reinforced concrete continuous beams // European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2023. Pp. 1–24. DOI: 10.1080/19648189.2023.2231052
12. *Fernandez I., Herrador M.F., Mari A.R., Bairan J.* Structural effects of steel reinforcement corrosion on statically indeterminate Reinforced concrete members // Materials and Structures. 2016. No. 12 (49). Pp. 4959–4973.
13. *Li L., Zheng W., Wang Y.* Review of moment redistribution in statically indeterminate RC members // Engineering Structures. 2019. No. 196. P. 109306.
14. *Тамразян А.Г., Сайед Й.А.К.* Параметры, влияющие на перераспределение моментов в статически неопределеных железобетонных балках // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 6. С. 4–11.
15. *Mallumbela G., Moyo P., Alexander M.* Longitudinal strains and stiffness of RC beams under load as measures of corrosion levels // Engineering Structures. 2012. No. 35. Pp. 215–227.

REFERENCES

1. Matseevich T.A., Andreev I.F. Reliability function of a prestressed corroded reinforced concrete beam with non-linear corrosion propagation. *Construction and Reconstruction*. 2023; 5(109):45-52. (in Russian).
2. Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Eurocode 2, 2nd ed. London, UK, British Standards Institution, 2011.
3. fib Model code Fib Model code for concrete structures. FIB Model code. Lausanne, Switzerland, International Federation for Structural Concrete, 2020.
4. Tamrazyan A.G. Conceptual approaches to assessing the survivability of building structures, buildings, and structures. *Reinforced concrete structures*. 2023; 3(3):62-74. (in Russian).
5. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Reliability Analysis of a Reinforced Concrete Slab with Corroded Reinforcement. *Construction and Reconstruction*. 2022; 1(99):89-98. (in Russian).
6. 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.
7. Bondarenko V.M., Ivanov A.I., Piskunov A.V. Determination of Corrosion Losses of the Bearing Capacity of Compressed Reinforced Concrete Elements in Accordance with SNiP. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2011; 5:26-28. (in Russian).

8. SP 63.1333.2018. Concrete and Reinforced Concrete Structures. Basic Provisions. Updated version of SNiP 2012. 20-54. (in Russian).
9. Tamrazyan A.G., Sayed Y.A.K. A practical model for moment redistribution in statically indeterminate RC beams. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2022. DOI: 10.1080/19648189.2022.2086179
10. Popov D.S. Numerical studies of force redistribution in statically indeterminate corrosion-damaged reinforced concrete beams. *Engineering Bulletin of the Don*. 2023; 4(100):91-610. (in Russian).
11. Aydogan M.S., Aydemir C., Arslan G. An experimental and analytical study on moment redistribution in reinforced concrete continuous beams. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2023; 1-24. DOI: 10.1080/19648189.2023.2231052
12. Fernandez I., Herrador M.F., Mari A.R., Bairan J. Structural effects of steel reinforcement corrosion on statically indeterminate reinforced concrete members. *Materials and Structures*. 2016; 12(49):4959-4973.
13. Li L., Zheng W., Wang Y. Review of moment redistribution in statically indeterminate RC members. *Engineering Structures*. 2019; 196:109306.
14. Tamrazyan A.G., Sayed Y.A.K. Parameters influencing moment redistribution in statically indeterminate reinforced concrete beams. *Industrial and Civil Engineering*. 2022; 6:4-11. (in Russian).
15. Mallumbela G., Moyo P., Alexander M. Longitudinal strains and stiffness of RC beams under load as measures of corrosion levels. *Engineering Structures*. 2012; 35:215-227.