

doi: 10.5862/MCE.56.6

Определение остаточной несущей способности железобетонных балок по критерию жесткости (прогиба)

*Д.т.н., профессор В.С. Уткин,
студент С.А. Соловьев;*

Вологодский государственный университет

Аннотация. В связи с требованиями новых нормативных документов Российской Федерации предложен экспериментально-теоретический метод определения остаточной несущей способности железобетонной балки на стадии эксплуатации по критерию жесткости (прогиба).

Использованы интегральные методы испытаний и вероятностные методы описания случайных величин. Предложена новая методика расчета предельного прогиба по критерию остаточных деформаций. На примере показано использование теории свидетельств Демпстера – Шафера для статистической обработки информации в виде множества интервалов. Приведены варианты согласования предельной нагрузки, полученной по результатам испытаний сосредоточенной силой, с эксплуатационной нагрузкой на балку для различных расчетных схем балок.

Ключевые слова: несущая способность; предельная нагрузка; железобетонная балка; прогиб; условие жесткости; случайные величины; доверительный интервал

Введение

Железобетонные балки являются несущими элементами многих конструкций в виде подкрановых балок, балок покрытия и перекрытия и т. д. От их безопасной эксплуатации может зависеть безопасность всей конструкции. По ГОСТ Р 54257-2010 «Надежность строительных конструкций и оснований» несущая способность – это максимальный эффект воздействия, реализуемый в строительном объекте без превышения предельных состояний. В качестве эффекта воздействия обычно используется значение предельной нагрузки, при которой балка по тем или иным критериям работоспособности переходит в запредельное состояние или перестает удовлетворять требованиям безопасности или нормальной эксплуатации. Вступивший в силу с 01.01.2014 межгосударственный стандарт ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга» и вступивший в силу с 01.07.2010 Закон РФ №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» являются показателями актуальности проблемы безопасности зданий и сооружений. Кроме того, ГОСТ 31937-2011 требует периодически производить оценку категории технического состояния зданий и сооружений, которая заключается в выявлении фактической остаточной несущей способности несущих элементов конструкций. Анализ несущей способности конструкций необходим, чтобы оценить безопасность ее эксплуатации и запас живучести, т. е. способность безопасно функционировать при снижении несущей способности по тому или иному критерию работоспособности. В качестве таких критериев по СП 63.13330.2012 приняты прочность арматуры и бетона балки, жесткость, трещинообразование, ширина раскрытия трещин. Однако, как отмечают авторы в [1, 2], в настоящее время надежных методик оценки остаточной несущей способности несущих элементов по всем критериям работоспособности не существует. Возможно, такое утверждение слишком категорично, но оно близко к реальности. В связи с этим разработка способов оценки остаточной несущей способности железобетонных балок остается актуальной задачей на данный момент, тем более с появлением новых нормативных документов РФ и требований в них по обеспечению безопасной эксплуатации строительных конструкций.

В зависимости от критериев работоспособности балки несущая способность будет характеризоваться различной по значению предельной нагрузкой (мерой несущей способности), а для безопасной и безотказной работы балки принимается наименьшая из них. Рассмотрим методы оценки несущей способности железобетонных балок по критерию жесткости (прогиба) балки. Допускаемый прогиб балок определяется различными требованиями [3]. К ним относятся требование недопущения остаточных деформаций, технологические, физиологические, эстетические и другие требования. В ряде случаев ограничения на значение прогиба балок могут определяться по одному или по нескольким из перечисленных требований. Так, например, ограничение в виде недопущения остаточного прогиба балок нередко относится к предварительно напряженным и сильноармированным балкам.

Уткин В.С., Соловьев С.А. Определение остаточной несущей способности железобетонных балок по критерию жесткости (прогиба)

Обзор иностранной и отечественной литературы

Способ оценки остаточной несущей способности железобетонной балки по критерию прочности арматуры и бетона был рассмотрен в работе [4]. Определение прогибов железобетонных балочных конструкций с учетом коррозии приведено в работе [5]. В [6] дано определение прогибов многопролетных железобетонных балок при наличии трещин в растянутой зоне бетона балки. Сравнительный анализ прогибов железобетонных балок с трещинами и без трещин приведен в [7]. В работе [8] рассматриваются прогибы железобетонных балок со смешанным армированием при многократно повторяющемся нагружении. Влияние циклов замораживания – оттаивания на прогиб железобетонных балок исследовано в работе [9]. В работе [10] рассматривается влияние усиления железобетонной балки на прогиб. В работе [11] построены диаграммы «нагрузка – прогиб» для железобетонных балок, усиленных торкретированием углепластиковой смеси. Анализ факторов, оказавших влияние на предельный прогиб эксплуатируемой конструкции, приведен в [12]. В [13] оценивается прогиб составных железобетонных балок. В [14] анализируется прогиб железобетонной балки после воздействия на нее огня. В [15] рассмотрены различные способы определения прогибов. В [16] предложен способ оценки остаточной несущей способности балки по критерию жесткости (прогибу) путем построения графиков зависимости прогиба от нагрузки, как показано на рисунке 1.

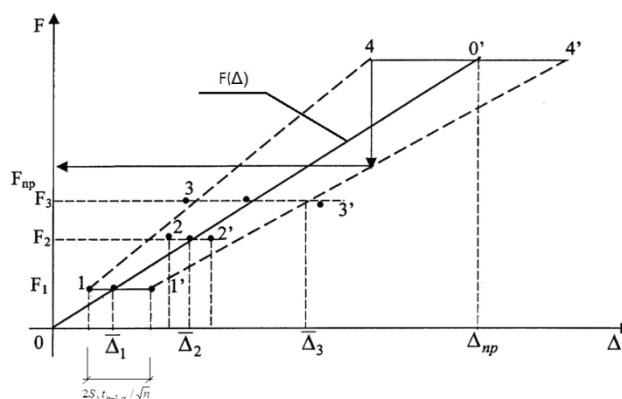


Рисунок 1. Способ определения остаточной несущей способности по критерию прогиба балки по [16]

При этом способе балка нагружается испытательной нагрузкой, различной по значению, в виде сосредоточенной силы F_i с измерением наибольшего прогиба, и по полученным результатам строят график зависимости нагрузки от прогиба $F(\Delta)$, который ограничивается значением предельно допустимого прогиба Δ_{np} , определяемого по СП 20.13330.2011, как показано на рисунке 1. По графику $F(\Delta)$ с учетом доверительного интервала по прогибу определяют при самом осторожном подходе значение предельной нагрузки. Недостатком данного метода является заниженное значение предельной нагрузки, а также отсутствие количественной оценки безопасной эксплуатации балки при достижении на ней нагрузки, равной предельной. Недостатками также являются дополнительное нагружение балки испытательной нагрузкой F_i , что небезопасно, отсутствие связи между предельной нагрузкой F_{np} , полученной по результатам испытаний балки в виде сосредоточенной силы, и фактическим видом нагружения балки в процессе ее эксплуатации. Ненормированный подход к определению ширины доверительного интервала ($2S_{\Delta} t_{n-1, \alpha} / \sqrt{n}$, где S_{Δ} – среднее квадратическое отклонение; $t_{n-1, \alpha}$ – коэффициент Стьюдента; n – число измерений Δ_i при нагрузке F_i) также снижает эффективность метода по [16]. Аналогичным способом предложено определять предельную нагрузку и в [17].

Постановка задачи

Из приведенных выше работ видно, что основным показателем несущей способности железобетонной балки является предельная нагрузка, не приводящая балку по тому или иному критерию работоспособности в запредельное состояние. В большинстве приведенных работ отсутствует количественная оценка влияния прогибов балок на их остаточную несущую способность. Уткин В.С., Соловьев С.А. Определение остаточной несущей способности железобетонных балок по критерию жесткости (прогиба)

способность и на оперативную надежность по безопасности эксплуатации. В данном исследовании предлагается еще один способ определения предельной нагрузки (несущей способности) применительно к железобетонным балкам, в котором отсутствуют перечисленные выше недостатки.

Описание исследования

Способ заключается в следующем: выявляют место (поперечное сечение) балки с наибольшим прогибом от эксплуатационной нагрузки, вычисленное теоретически или выявленное с помощью высокоточного нивелира и рейки [18]. В этом месте (сечении) устанавливаются 3–4 прогибомера для выявления и измерения наибольшего прогиба от испытательных нагрузок в виде сосредоточенных сил F_i . Наибольшее значение нагрузки для испытаний балки по условию безопасности F_{\max} определяют из условия $M_F \leq M_{F, \text{экс}}$ с учетом вида эпюр изгибающих моментов M_F и $M_{F, \text{экс}}$, где $M_{F, \text{экс}}$ – наибольший изгибающий момент от эксплуатационных нагрузок вида F , q и т.д., определяемый методами строительной механики; M_F – изгибающий момент от испытательной нагрузки F , приложенной в сечении балки, где наибольшее значение $M_{F, \text{экс}}$. При этом испытательные нагрузки принимают в виде 3–4 различных значений $F_i < F_{\max}$.

Затем балку разгружают соответствующей сосредоточенной силой F_i . Такую нагрузку можно осуществить с помощью гидравлического домкрата, направляя ее противоположно эксплуатационной нагрузке и собственному весу балки, что обеспечивает безопасность испытаний и не вносит дополнительных неисправностей в балку. После приложения испытательной нагрузки F_i ее выдерживают на балке для стабилизации деформаций [18]. Затем измеряют прогиб балок известными методами [18, 19 и др.]. Пробное нагружение (разгружение) каждой ступенью значения испытательной нагрузки F_i производят не менее 10 раз [20] для статистического анализа результатов испытаний. Результаты измерений прогиба в одних и тех же условиях с одним и тем же средством измерения анализируются по гистограммам с целью выявления функций распределения для описания результатов измерений. Практика показывает, что результаты таких испытаний (одной и той же физической величины) хорошо описываются нормальным законом распределения. В качестве меры изменчивости при нормальном законе распределения результатов измерений f_i используем доверительный интервал, полученный по правилу трех сигм [20].

По результатам нескольких ($n \geq 10$) испытаний с не менее чем тремя различными по значению пробными нагрузками F_i и измерений прогибов балки f_i находят средние значения

прогибов балки \bar{f}_i при каждом значении F_i по формуле $\bar{f}_i = \frac{\sum_{j=1}^n f_{i,j}}{n}$ и среднее квадратическое

отклонение $S_{f_i} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (f_{j,i} - \bar{f}_i)^2}{n-1}}$. По значениям нагрузок F_i и средним значениям прогибов

\bar{f}_i методом наименьших квадратов, используя компьютерную программу, строят степенную функцию $\Phi_1(F; \bar{f})$ зависимости F от \bar{f} , примерное графическое изображение которой приведено на рисунке 2. Аналогичным образом, но для возможных наибольших прогибов в силу изменчивости результатов измерений \tilde{f}_i с учетом средних значений \bar{f}_i и значений среднеквадратических отклонений на каждом уровне испытательной нагрузки находят значения прогибов $(\bar{f}_i + 3S_{f_i})$, полученных по правилу трех сигм, по которым строят вторую функцию $\Phi_2(F; \bar{f} + 3S_{f_i})$. Для менее ответственных железобетонных балок доверительный интервал для

Уткин В.С., Соловьев С.А. Определение остаточной несущей способности железобетонных балок по критерию жесткости (прогиба)

прогиба \tilde{f}_i можно ограничить значением $2S_{f_i}$ с вероятностью 0,954, что приведет к повышению нижнего значения предельной нагрузки F_{np}^H .

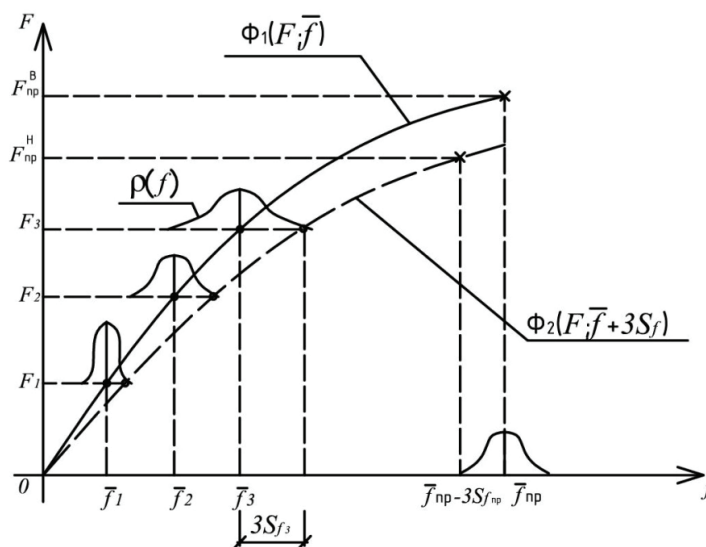


Рисунок 2. Графики функций $\Phi_1(F; \bar{f})$ и $\Phi_2(F; \bar{f} + 3S_{f_f})$

Графики функций $\Phi_1(F; \bar{f})$ и $\Phi_2(F; \bar{f} + 3S_{f_f})$ ограничиваются справа предельными значениями прогибов f_{np} и $(\bar{f}_{np} - 3S_{f_{np}})$, т. е. средним и возможным наименьшим по значению прогибом с вероятностью 0,997.

Рассмотрим вариант оценки несущей способности (предельной нагрузки), в котором недопустимы остаточные деформации. Это требование может быть вызвано условием безопасности эксплуатации или технологическими требованиями. Известно, что остаточные деформации практически не возникают при напряжениях в арматуре железобетонных балок, не превышающих предела упругости σ_y , что следует из утверждения, приведенного в [21]: «пределом упругости σ_y стали называется максимальное напряжение, которое может выдержать материал, не обнаруживая признаков остаточной деформации при разгрузке». По ГОСТ 1497-84 принято понятие условного предела упругости, которое определяется значением напряжения, при котором среднее значение остаточной деформации $\bar{\varepsilon}_{ост} = \bar{\varepsilon}_{np}$ достигает 0,005 % или 0,05 %. По [3] для высоколегированной и термически упрочненной арматуры различают условный предел упругости $\sigma_{0,02}$ и предел упругости $\sigma_{sc} = 0,8\sigma_{0,02}$. По [22] коэффициент вариации предела текучести стали можно принять равным $\nu = 0,05 \dots 0,08$. Приняв такой же коэффициент вариации для предела упругости стали, можно найти среднее значение предельного напряжения, соответствующее пределу упругости $\bar{\sigma}_{np}$, и его среднее квадратическое отклонение $S_{\sigma_{np}}$. По возможности, а в ответственных конструкциях в обязательном порядке, рекомендуется проводить испытания образцов арматуры, вырезанных из малонапряженных участков балки, в количестве 5–8 штук по рекомендациям в [23]. По результатам испытаний определяют среднее значение предельного напряжения (предела упругости) балки $\bar{\sigma}_{np}$ и его среднее квадратическое отклонение $S_{\sigma_{np}}$.

Для балки при сосредоточенной нагрузке в середине пролета имеем:

$$f = s \frac{Ml^2}{B}, \quad (1)$$

где M – значение изгибающего момента; l – длина балки; B – жесткость приведенного сечения, определяемая по [3] как $B = 0,85E_b I_{red}$, где E_b – модуль упругости бетона; I_{red} – момент инерции приведенного сечения, который допускается определять для балки прямоугольного сечения как $I_{red} = bh^3 / 12$; s – коэффициент, зависящий от расчетной схемы и вида нагрузок, для свободно опертой балки при сосредоточенной нагрузке в середине пролета $s = 1/12$.

Значение изгибающего момента M без учета арматуры в сжатой зоне балки можно найти с учетом изменчивости параметров (отмеченных волнистой линией) и с учетом упругой деформации бетона, исходя из условия равновесия сил:

$$\tilde{M} = \tilde{\sigma}_s A_s (h_0 - \tilde{x} / 3), \quad (2)$$

где σ_s – напряжение в растянутой арматуре балки; A_s – площадь рабочей растянутой арматуры балки; h_0 – рабочая высота сечения балки; x – высота сжатой зоны бетона балки, определяемая в условиях упругой деформации бетона (при недопущении остаточного прогиба) по результатам измерения деформаций в 2–3 точках сжатой зоны бетона балки при любой испытательной нагрузке F_i путем построения эпюры деформаций.

Среднее значение предельного прогиба с учетом (1) и (2), применив метод линеаризации, можно найти по формуле:

$$\bar{f}_{np} = \frac{1}{12} \frac{A_s \bar{\sigma}_{np} l^2 (h_0 - \bar{x} / 3)}{0,85 \bar{E}_b I_{red}}, \quad (3)$$

а среднее квадратическое отклонение – по формуле:

$$S_{f_{np}} = \frac{1}{12} \frac{A_s l^2}{0,85 I_{red}} \sqrt{\left(\frac{(h_0 - \bar{x})}{\bar{E}_b} \right)^2 S_{\sigma_{np}}^2 + \left(\frac{(h_0 - \bar{x}) \cdot \bar{\sigma}_{np}}{\bar{E}_b^2} \right)^2 S_{E_b}^2 + \left(\frac{\frac{1}{3} \bar{\sigma}_{np}}{\bar{E}_b} \right)^2 S_x^2}, \quad (4)$$

где \bar{E}_b – среднее значение модуля упругости бетона; S_{E_b} – среднее квадратическое отклонение модуля упругости бетона; $\bar{\sigma}_{np}$ – среднее значение предельного напряжения (предела упругости) арматуры; $S_{\sigma_{np}}$ – среднее квадратическое отклонение предельного напряжения (предела упругости) арматуры; \bar{x} – среднее значение высоты сжатой зоны бетона; S_x – среднее квадратическое отклонение \bar{x} .

Методика определения $\bar{\sigma}_{np}$ и $S_{\sigma_{np}}$ описана выше. Модуль упругости бетона определяется неразрушающими методами [18, 22 и др.]. Высота сжатой зоны x бетона определяется по измерениям деформаций бетона балки.

Подставляя среднее значение предельного прогиба \bar{f}_{np} в функцию $\Phi_1(F; \bar{f})$ вместо \bar{f} , находят верхнее значение предельной нагрузки F_{np}^B , как показано на рисунке 2. Подставляя $(\bar{f}_{np} - 3S_{f_{np}})$ в функцию $\Phi_2(F; \bar{f} + 3S_f)$ вместо $(\bar{f} + 3S_f)$, находят нижнее значение предельной нагрузки F_{np}^H (рис. 2). Интервал $[F_{np}^H; F_{np}^B]$ характеризует несущую способность балки по критерию прогиба из условия отсутствия остаточных деформаций (остаточного прогиба). На рисунке 2 также условно показаны функции плотности вероятности $\rho(f)$ случайной величины \tilde{f}_i .

Из рисунка 2 видно, что предельная нагрузка характеризуется двумя значениями: нижним F_{np}^H и верхним F_{np}^B . Действительно, предельную нагрузку выше среднего значения прогибов балки по условиям отсутствия упругих деформаций принимать не рекомендуется, а значение F_{np}^H дает гарантию выполнения этого требования с вероятностью 0,997, что для строительной практики вполне допустимо. В отдельных, малоответственных по условию работы железобетонных балках можно использовать правило двух сигм с вероятностью реализации события $f_{\max} \leq f_{np}$, равной 0,954.

Рассмотрим способ определения несущей способности балки, при котором предельный прогиб f_{np} устанавливается нормами в зависимости от длины пролета балки. Так, для балки покрытия длиной 6 м предельный прогиб равен $l/200$ из условия эстетико-психологических требований. Аналогично первому рассмотренному выше случаю находят функции $\Phi_1(F; \bar{f})$ и $\Phi(F; \bar{f} + 3S_f)$, но ограничивают их справа однозначным f_{np} . Подставляя значение предельного прогиба f_{np} в функцию $\Phi_1(F; \bar{f})$ вместо \bar{f} , находят верхнее значение предельной нагрузки F_{np}^B , как показано на рисунке 3. Подставляя f_{np} в функцию $\Phi_2(F; \bar{f} + 3S_f)$ вместо $(\bar{f} + 3S_f)$, находят нижнее значение предельной нагрузки F_{np}^H (рис. 3).

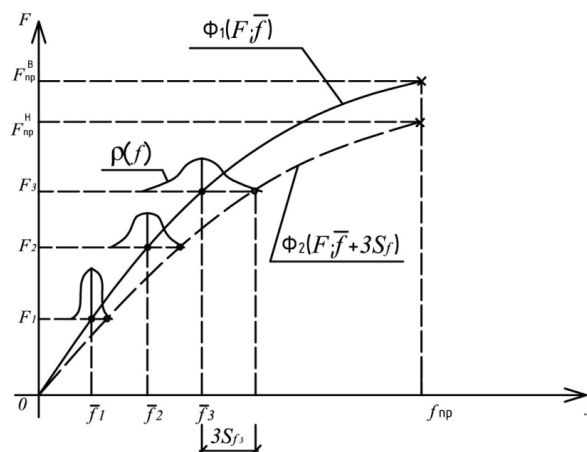


Рисунок 3. Графики функций $\Phi_1(F; \bar{f})$ и $\Phi_2(F; \bar{f} + 3S_f)$

Отметим, что полученный интервал $[F_{np}^H; F_{np}^B]$ является одним значением из множества $\{[F_{np,i}^H; F_{np,i}^B]\}$. Для наиболее ответственных несущих конструкций и несущих конструкций уникальных зданий рекомендуется проводить повторные испытания, в результате которых будут получены различные по значению интервалы несущей способности балки, т. е. получим подмножество интервалов $[F_{np,i}^H; F_{np,i}^B]$. Это подмножество интервалов можно обработать с помощью теории свидетельств Демпстера – Шафера [24, 25, 26] и получить статистические математические ожидания для нижней и верхней границы предельной нагрузки $[F_{np}^H; F_{np}^B]$ с определенной обеспеченностью (вероятностью).

Рассмотрим это на примере. Пусть в результате многократных испытаний балки были получены следующие интервалы предельной нагрузки, характеризующие несущую способность балки по критерию прогиба: [9715; 11350], [9831; 11252], [9631; 11100], [9556; 10999], [9555; 10832] кН. Общее число интервалов $n = 5$. Статистическое математическое ожидание значения предельной нагрузки по результатам испытаний по [27] найдем по формулам:

$$\underline{EY} = \sum_{i=1}^n m(A_i) \cdot \inf(A_i); \quad \bar{EY} = \sum_{i=1}^n m(A_i) \cdot \sup(A_i), \quad (5)$$

где $m(A_i) = C_i / N$, где N – число интервалов; C_i – количество наблюдаемых подмножеств A_i ; A_i – подмножество множества Ω (в нашем случае предельная нагрузка).

В приведенном примере $n = 5$. По формуле (5) имеем:

$$\underline{EY} = \left(\frac{1}{5}9715 + \frac{1}{5}9831 + \frac{1}{5}9631 + \frac{1}{5}9556 + \frac{1}{5}9555\right) = 9567 \text{ кН}$$

$$\bar{EY} = \left(\frac{1}{5}11350 + \frac{1}{5}11252 + \frac{1}{5}11100 + \frac{1}{5}10999 + \frac{1}{5}10832\right) = 11106 \text{ кН}$$

Предельная нагрузка характеризуется средним интервалом [9567; 11106] кН. Как видно, он не совпадает ни с одним исходным интервалом значений предельной нагрузки, полученных из одного испытания.

Определение предельной нагрузки F_{np} (меры несущей способности) для балки не будет иметь практического значения, если ее не согласовать с существующей эксплуатационной нагрузкой, например, равномерно распределенной – q . Это согласование осуществляется методами строительной механики. Рассмотрим примеры.

1. Балка свободно опирается концами на опоры, как показано на расчетной схеме на рисунке 4.

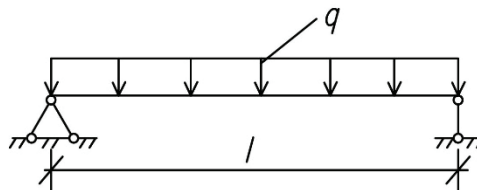


Рисунок 4. Расчетная схема свободно опертой балки

Если предельная нагрузка F_{np} была найдена для балки с приложением ее в середине пролета, то из $M_{F,np} = M_{q,np}$ или $F_{np} \cdot \frac{l}{4} = \frac{q_{np} l^2}{8}$ находят $q_{np} = \frac{2 \cdot F_{np}}{l}$.

2. Балка с угловыми жесткостями (связями) на опорах – расчетная схема на рисунке 5.

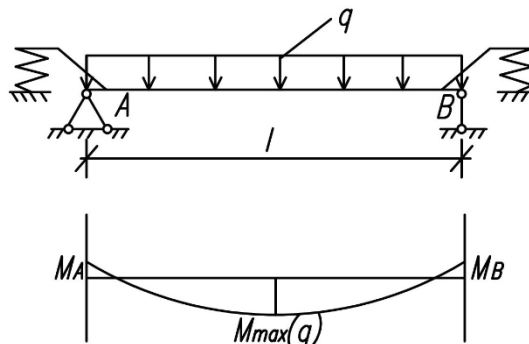


Рисунок 5. Расчетная схема балки с угловыми жесткостями (связями)

Балка статически неопределимая, ее решение можно найти в [28]. Испытательные нагрузки F_i прикладываются в сечении с $M_{max}(q)$ и по описанной выше методике находят F_{np} . Из равенства $M_{F,np} = M_{q,np}$ находят значение q_{np} , которое будет мерой несущей способности

Уткин В.С., Соловьев С.А. Определение остаточной несущей способности железобетонных балок по критерию жесткости (прогиба)

балки. Если окажется, что M_A или M_B больше $M_{\max(q)}$ в середине пролета балки (например, при абсолютном защемлении $M_A = \frac{ql^2}{8}$, а $M_{\max}(q) = \frac{ql^2}{24}$), то в этом случае испытательная нагрузка F_u и предельная нагрузка F_{np} прикладываются и определяются по методике, описанной выше, и значение q определяется из равенства $M_{F,np} = M_{q,np}$, но затем уменьшается в $n = \frac{M_{\max}(A \text{ или } B)}{M_{\max}(q)}$ раз, при условии что $M_{\max}(A)$ или $M_{\max}(B)$ балки на опорах по схеме на рисунке 5 будет больше $M_{\max} = \frac{ql^2}{24}$.

3. Консольно-защемленная балка (рис. 6).

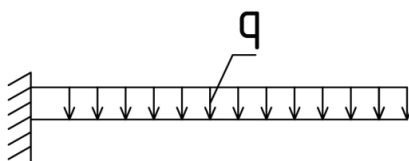


Рисунок 6. Расчетная схема консольно-защемленной балки

Если предельная нагрузка F_{np} была найдена для балки с приложением ее на краю консоли,

то из $M_{F,np} = M_{q,np}$ или $F_{np} \cdot l = \frac{q_{np} l^2}{2}$ следует $q_{np} = \frac{2 \cdot F_{np}}{l}$.

Могут быть использованы и другие варианты расчетных схем балок.

Заключение

1. Предложен новый метод определения остаточной несущей способности железобетонных балок на стадии эксплуатации по критерию жесткости (прогиба).

2. Рассмотрено два варианта информации о предельном прогибе: из условия недопущения остаточной деформации (прогиба) и из условия ограничения значения прогиба по требованиям нормативных документов.

3. Показано использование теории свидетельств Демпстера – Шафера для статистической обработки информации применительно к случайным интервалам – результатам определения предельной нагрузки на балку по критерию прогиба.

Литература

1. Золина Т.В. Сводный алгоритм расчета промышленного объекта на действующие нагрузки с оценкой остаточного ресурса // Промышленное и гражданское строительство. 2014. №6. С. 3–5.
2. Байда Д.Н. Остаточная несущая способность железобетонных балок после их частичного разрушения. Автореферат дисс.... к.т.н., Винница: ВНТУ, 2005. 20 с.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. Учебник для вузов. 5-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1991. 767 с.
4. Уткин В.С. Определение остаточной несущей способности железобетонных балок на стадии эксплуатации по критерию прочности арматуры и бетона // Инженерно-строительный журнал. №1(53). 2015. С. 15–23.
5. Ягупов Б.А., Мигаль Р.Е. Жесткость и прогибы балочных железобетонных конструкций, поврежденных коррозией // Бетон и железобетон. 2010. №5. С. 24–27.
6. Верещагин В.С. Определение прогибов многопролетных железобетонных балок с нормальными трещинами // Бетон и железобетон. 2004. №1. С. 20–22.

Уткин В.С., Соловьев С.А. Определение остаточной несущей способности железобетонных балок по критерию жесткости (прогиба)

7. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Трекин Д.Н. Анализ деформативности изгибаемых железобетонных элементов // Промышленное и гражданское строительство. 2013. №6. С. 59–61.
8. Баймаруков С.Х. Прогибы железобетонных балок со смешанным армированием при многократно повторном нагружении // Бетон и железобетон. 1999. №4. С. 12–14.
9. Cao D.F., Ge W.J., Wang B.Y., Tu Y.M. Study on the flexural behaviors of RC beams after freeze-thaw cycles // International Journal of Civil Engineering. 2015. Vol. 13. No. 1. Pp. 92–101.
10. Hojatkashani A., Kabir M. Z. Experimental examination of CFRP strengthened RC beams under high cycle fatigue loading // International Journal of Civil Engineering. 2012. Vol. 10. No. 4. Pp. 291–300.
11. Lee K.S. Experimental study of sprayed FRP system for strengthening reinforced concrete beams // Journal of advanced concrete technology. 2012. Vol. 10. No. 6. Pp. 219–230.
12. Ohno M., Chijiwa N., Suryanto B., Maekawa K. An investigation into the long-term excessive deflection of PC Viaducts by using 3d multi-scale integrated analysis // Journal of advanced concrete technology. 2012. Vol. 10. No. 2. Pp. 47–58.
13. Ousalem H. [et al.] Seismic Performance and Flexural Stiffness Variation of Assembled Precast High-Strength Concrete Beam Jointed at Mid-Span Using Transverse Bolts // Journal of advanced concrete technology. 2009. Vol. 7. No. 2. Pp. 205–216.
14. Kadhum M.M. Fire resistance of reinforced concrete rigid beams // Journal of civil engineering and construction technology. 2014. Vol. 5. No. 5. Pp. 35–48.
15. Bischoff P. H. Rational Model for Calculating Deflection of Reinforced Concrete Beams and Slabs // Canadian Journal of Civil Engineering. 2007. Vol. 34. No. 8. Pp. 992–1002.
16. Пат. 2161778 РФ МПК G01N3/10. Способ неразрушающего контроля несущей способности строительных конструкций. М.: заявитель: Уткин В.С., Голикова Л.В., патентообладатель: ВоГТУ. опубл. 10.01.2001.
17. Пат. 2006813 РФ МПК G01N3/00. Способ неразрушающего контроля прочности строительных конструкций. М.: заявитель: Уткин В.С., патентообладатель: ВоГТУ. опубл. 30.01.1994.
18. Лужин О.В., Злочевский А.Б., Горбунов И.А., Волохов В.А. Обследование и испытание сооружений. М.: Стройиздат, 1987. 269 с.
19. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений: учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2004. 240 с.
20. Шишкин И.Ф. Метрология, стандартизация и управление качеством / Под ред. акад. Н. С. Соломенко. М.: Изд-во стандартов, 1990. 342 с.
21. Смирнов А.Ф. Сопrotивление материалов: Учебник для вузов / Под ред. А.Ф.Смирнова. М.: Высшая школа, 1975. 480 с.
22. Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций / Пер. с нем. О.О. Андреева. М.: Стройиздат, 1994. 288 с.
23. Бедов А.И., Сапрыкин В.Ф. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: АСВ, 1995. 196 с.
24. Dempster A.P. Upper and lower probabilities induced by multivalued mapping // Annals of Mathematical Statistic. 1967. Vol. 38. No. 2. Pp. 325–329.
25. Shafer G.A. Mathematical theory of evidence. Princeton: Princeton university press, 1976. 297 p.
26. Zhang Z., Jiang C., Han X., Dean Hu., Yu S. A response surface approach for structure reliability analysis using evidence theory // Advances in Engineering Software. 2014. Vol. 69. Pp. 37–45.
27. Уткин Л.В. Анализ риска и принятие решений при неполной информации. СПб: Наука, 2007. 404 с.
28. Уткин В.С. Уточнение расчетных схем балок и рам на стадии эксплуатации и проверочный расчет их по несущей способности // Строительная механика и расчет сооружений. 2015. №1. С. 6–10.

*Владимир Сергеевич Уткин, г. Вологда, Россия
Тел. раб.: +7(8172)518396; эл. почта: UtkinVoGTU@mail.ru*

*Сергей Александрович Соловьев, г. Вологда, Россия
Тел. моб.: +7(900)5081130; эл. почта: ser6sol@yandex.ru*

© Уткин В.С., Соловьев С.А., 2015

Уткин В.С., Соловьев С.А. Определение остаточной несущей способности железобетонных балок по критерию жесткости (прогиба)

doi: 10.5862/MCE.56.6

Calculation of the residual bearing capacity of reinforced concrete beams by the rigidity (deflection) criterion

V.S. Utkin,

Vologda State University

+7(8172)518396; e-mail: UtkinVoGTU@mail.ru

S.A. Solovyov,

Vologda State University

+7(900)5081130; e-mail: ser6sol@yandex.ru

Key words

bearing capacity; ultimate load; reinforced concrete beam; deflection; rigidity; random variable; confidence interval

Abstract

The article proposes the method of calculating the bearing capacity of reinforced concrete beams at the operational stage by the rigidity (deflection) criterion.

The methods, which were used in the article, are integral test and probabilistic methods for describing random variables. The author offers a new technique of calculating a deflection limit by a criterion of residual deformations. The article exemplifies the usage of the evidence theory for statistical information processing in the form of a set of intervals. Besides, the paper considers variants of concordance between ultimate and operational loads for different design schemes of reinforced concrete beams.

References

1. Zolina T.V. Svodnyy algoritm rascheta promyshlennogo obyektu na deystvuyushchiye nagruzki s otsenkoy ostatochnogo resursa [The synthesis algorithm of calculation of an industrial facility on the existing load with the assessment of a residual resource]. *Industrial and Civil Engineering*. 2014. No. 6. Pp. 3–5. (rus)
2. Bayda D.N. *Ostatochnaya nesushchaya sposobnost zhelezobetonnykh balok posle ikh chastichnogo razrusheniya* [Residual bearing capacity of reinforced concrete beams after partial destruction]. PhD thesis abstract. Vinnitsa, Ukraine: VNTU, 2005. 20 P. (rus)
3. Baykov V.N., Sigalov E.Ye. *Zhelezobetonnyye konstruksii* [Reinforced concrete structures]. Moscow: Stroyizdat, 1991. 767 p. (rus)
4. Utkin V.S. Opredeleniye ostatochnoy nesushchey sposobnosti zhelezobetonnykh balok na stadii ekspluatatsii po kriteriyu prochnosti armatury i betona [Determination of residual load-bearing capacity of concrete beams at the operation stage by the strength reinforcement and concrete criterion]. *Magazine of Civil Engineering*. 2015. No.1(53). Pp. 15–23. (rus)
5. Yagupov B.A., Migal R.Ye. Zhestkost i progiby balochnykh zhelezobetonnykh konstruksiy, povrezhdennykh korroziyey [Rigidity and deflection of beam reinforced concrete structures damaged by corrosion]. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2010. No. 5. Pp. 24–27. (rus)
6. Vereshchagin V.S. Opredeleniye progibov mnogoproletnykh zhelezobetonnykh balok s normalnymi treshchinami [The calculation of multi-span reinforced concrete beams deflections with normal cracks]. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2004. No. 1. Pp. 20–22. (rus)
7. Kodysh E.N., Trekin N.N., Trekin D.N. Analiz deformativnosti izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov [Analysis of the deformability of flexible reinforced concrete elements]. *Industrial and Civil Engineering*. 2013. No. 6. Pp. 59–61. (rus)
8. Baymarukov S.Kh. Progiby zhelezobetonnykh balok so smeshannym armirovaniyem pri mnogokratno povtornom nagruzhении [Deflections of reinforced concrete beams with mixed reinforcement when repeatedly re-loading]. *Concrete and Reinforced Concrete*. 1999. No. 4. Pp. 12–14. (rus)
9. Cao D.F., Ge W.J., Wang B.Y., Tu Y.M. Study on the flexural behaviors of RC beams after freeze-thaw cycles. *International Journal of Civil Engineering*. 2015. Vol. 13. No. 1. Transaction A: Civil Engineering. Pp. 92–101.
10. Hojatkashani A., Kabir M. Z. Experimental examination of CFRP strengthened RC beams under high cycle fatigue loading. *International Journal of Civil Engineering*. 2012. Vol. 10. No. 4. Pp. 291–300.

Utkin V.S., Solovyov S.A. Calculation of the residual bearing capacity of reinforced concrete beams by the rigidity (deflection) criterion

11. Lee K.S. Experimental study of sprayed FRP system for strengthening reinforced concrete beams. *Journal of advanced concrete technology*, 2012. Vol. 10. No. 6. Pp. 219–230.
12. Ohno M., Chijiwa N., Suryanto B., Maekawa K. An investigation into the long-term excessive deflection of PC Viaducts by using 3d multi-scale integrated analysis. *Journal of advanced concrete technology*. 2012. Vol. 10. No. 2. Pp. 47–58.
13. Ousalem H. [et al.]. Seismic Performance and Flexural Stiffness Variation of Assembled Precast High-Strength Concrete Beam Jointed at Mid-Span Using Transverse Bolts. *Journal of advanced concrete technology*. 2009. Vol. 7. No. 2. Pp. 205–216.
14. Kadhum M.M. Fire resistance of reinforced concrete rigid beams. *Journal of civil engineering and construction technology*. 2014. Vol. 5. No. 5. Pp. 35–48.
15. Bischoff P. H. Rational Model for Calculating Deflection of Reinforced Concrete Beams and Slabs. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2007. Vol. 34. No. 8. Pp. 992–1002.
16. Utkin V.S., Golikova L.V. *Patent No. 2161778 RF MPK G01N3/10. Sposob nerazrushayushchego kontrolya nesushchey sposobnosti stroitelnykh konstruksiy* [The nondestructive inspection method of structures bearing capacity]. Moscow: 2001. (rus)
17. Utkin V.S. *Patent No. 2006813 RF MPKG01N3/00. Sposob nerazrushayushchego kontrolya prochnosti stroitelnykh konstruksiy* [Method of nondestructive inspection of durability of building structures]. Moscow: 1994. (rus)
18. Luzhin O.V., Zlochevskiy A.B., Gorbunov I.A., Volokhov V.A. *Obsledovaniye i ispytaniye sooruzheniy* [Inspection and testing of structures]. Moscow: Stroyizdat, 1987. 269 p. (rus)
19. Zemlyanskiy A.A. *Obsledovaniye i ispytaniye zdaniy i sooruzheniy: uchebnoye posobiye* [Inspection and testing of buildings and structures]. Moscow: Izd-vo ASV, 2004. 240 p. (rus)
20. Shishkin I.F. *Metrologiya, standartizatsiya i upravleniye kachestvom* [Metrology, standardization and quality management]. Pod red. akad. N. S. Solomenko. Moscow: Izd-vo standartov, 1990. 342 p. (rus)
21. Smirnov A.F. *Soprotivleniye materialov* [Mechanics of materials]. Moscow: Vysshaya shkola, 1975. 480 p. (rus)
22. Shpete G. *Nadezhnost nesushchikh stroitelnykh konstruksiy* [The reliability of load-bearing building structures]. Moscow: Stroyizdat, 1994. 288 p. (rus)
23. Bedov A.I., Saprykin V.F. *Obsledovaniye i rekonstruktsiya zhelezobetonnykh i kamennykh konstruksiy ekspluatiruyemykh zdaniy i sooruzheniy* [An examination and reconstruction of reinforced concrete and masonry structures existing buildings and structures]. Moscow: ASV, 1995. 196 p. (rus)
24. Dempster A.P. Upper and lower probabilities induced by multivalued mapping. *Annals of Mathematical Statistic*. 1967. Vol. 38. No. 2. Pp. 325–329.
25. Shafer G.A. *Mathematical theory of evidence*. Princeton: Princeton university press, 1976. 297 p.
26. Zhang Z., Jiang C., Han X., Dean Hu., Yu S. A response surface approach for structure reliability analysis using evidence theory. *Advanced in Engineering Software*. 2014. Pp. 37–45.
27. Utkin L.V. *Analiz riska i prinyatiye resheniy pri nepolnoy informatsii* [Risk analysis and decision making with incomplete information]. Saint-Petersburg: Nauka, 2007. 404 p. (rus)
28. Utkin V.S. Utochneniye raschetnykh skhem balok i ram na stadii ekspluatatsii i proverochnyy raschet ikh po nesushchey sposobnosti [Refinement of design schemes beams and frames during the operational stage and the verification of their bearing capacity calculation]. *Structural Mechanics and Calculation of Structures*. 2015. No. 1. Pp. 6–10. (rus)

Full text of this article in Russian: pp. 45–53