СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

УДК 69.04, 691.175.3, 691.328.43

ПЛЕВКОВ ВАСИЛИЙ СЕРГЕЕВИЧ, докт. техн. наук, профессор, pvs@tomsksep.ru БАЛДИН ИГОРЬ ВЛАДИМИРОВИЧ, канд. техн. наук, доцент, biwem@yandex.ru HEBCКИЙ АНДРЕЙ ВАЛЕРЬЕВИЧ, аспирант, lokop888@gmail.com Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ РАСЧЕТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В СТАЛЬНОЙ И УГЛЕКОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЕ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Рассмотрены особенности определения напряжений в стальной и углекомпозитной продольной арматуре нормальных сечений изгибаемых, растянутых и сжатых элементов. Представлена диаграмма деформирования углекомпозитной арматуры, полученная в результате испытаний серий стандартных образцов на осевое растяжение и сжатие. Предложены расчетные зависимости для определения напряжений в продольной стальной и углекомпозитной арматурых в зависимости от относительной высоты сжатой зоны нормального сечения при статическом и кратковременном динамическом нагружении.

Ключевые слова: арматура стальная; арматура композитная полимерная; углекомпозит; нормальные сечения; высота сжатой зоны бетона; напряжения; деформации; кратковременное динамическое нагружение.

VASILIY S. PLEVKOV, DSc, Professor, pvs@tomsksep.ru IGOR V. BALDIN, PhD, A/Professor, biwem@yandex.ru ANREY V. NEVSKIY, Research Assistant, lokop888@gmail.com Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia

© Плевков В.С., Балдин И.В., Невский А.В., 2017

ESTIMATED STRESSES IN STEEL AND CARBON REINFORCED COMPOSITE REBAR OF NORMAL SECTIONS IN CONCRETE STRUCTURES

The paper focuses on the stress estimation in carbon-reinforced composite longitudinal rebar of normal sections in concrete structures under flexure, tension and compression. As a result of tensile and compression tests the deformation curve is obtained for carbon-reinforced rebar. The dependences are obtained for stresses in steel and carbon reinforced rebar and relative height of compression region of the normal section under static and dynamic loadings.

Keywords: steel rebar; composite polymer rebar; carbon-reinforced composite; normal section; compression region height; stress; strain; dynamic load.

Для армирования бетонных конструкций используется стальная и композитная полимерная арматура (АКП). При расчете железобетонных и бетонных элементов, армированных АКП, важной задачей является обеспечение прочности нормальных сечений, которые могут находиться в условиях сжатия, изгиба или растяжения. При этом напряжения в продольной стальной (s) арматуре или АКП (f) могут изменяться от предельных напряжений растяжения $\sigma_s(\sigma_f)$ до предельных напряжений сжатия $\sigma_{sc}(\sigma_{fc})$. Величина напряжения в продольной арматуре зависит от высоты сжатой зоны нормального сечения, расположения арматуры в сечении, а также прочностных и деформационных характеристик бетона и арматуры. Использование высоты сжатой зоны в качестве основного параметра для определения напряжения в продольной арматуре нормального сечения позволило получить зависимости $\sigma_s = f_1(\xi)$ и $\sigma_f = f_2(\xi)$, которые применяются для расчета как внецентренно сжатых и растянутых, так и изгибаемых элементов [1–4].

В нормативных документах в разные годы принимались различные зависимости для определения связи между деформациями в продольной арматуре $\varepsilon_s(\varepsilon_f)$ и относительной высотой сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$ статически и динамически нагруженных конструкций. В целом эти зависимости носят гиперболический характер. Чем меньше относительная высота сжатой зоны бетона, тем больше деформации в арматуре, а следовательно, и растягивающие напряжения. И наоборот, с увеличением высоты сжатой зоны растягивающие напряжения в арматуре падают, могут достигать нулевых значений или становятся сжимающими. В общем виде эту зависимость можно представить выражением

$$\varepsilon = \frac{A}{\xi} - B. \tag{1}$$

Коэффициенты A и B определяются из условия наилучшего приближения опытных значений $\varepsilon_s(\varepsilon_f)$ к теоретическим, определенным по формуле (1). Гиперболическую зависимость изменения деформаций (напряжений) в продольной арматуре от ξ можно также получить из рассмотрения деформирования нормального сечения с учетом гипотезы плоских сечений [2, 5–7]. В СНиП 2.03.01–84^{*1} зависимость $\varepsilon_s = f(\xi)$ выражена уравнением (2), наиболее точно отражающим действительный характер деформирования продольной стальной арматуры нормального сечения в зависимости от ξ . В действующем своде правил СП 63.13330.2012² данная зависимость претерпела изменения и имеет вид (3). В соответствии с Изменением № 1 от 13.05.2015 к СП 63.13330.2012, данную зависимость также предлагается использовать для описания связи между деформациями в АКП ε_f и относительной высотой сжатой зоны бетона ξ :

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{b,u}}{1 - \omega/1, 1} (\frac{\omega}{\xi} - 1)$$
, где $\varepsilon_{b,u} = \varepsilon_{b0}$; (2)

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{b,u} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right),$$
 где $\varepsilon_{b,u} = \varepsilon_{b2}$. (3)

В выражениях (2) и (3) ω – характеристика относительной высоты сжатой зоны бетона, при которой деформации в продольной арматуре равны нулю. Данная величина зависит от класса бетона по прочности на сжатие.

Относительная высота сжатой зоны бетона ξ имеет граничное значение ξ_R , при котором напряжения в продольной арматуре равны её расчетному сопротивлению на растяжение. На рис. 1 приведены результаты выполненных расчетов характеристики ω и граничного значения относительной высоты ξ_R сжатой зоны бетона в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие согласно СП 63.13330.2012 и СНиП 2.03.01–84*.

Из рис. 1 видно, что согласно СП 63.13330.2012 ω имеет постоянное значение, равное $\omega = 0.8$ для бетонов класса по прочности на сжатие B60 и менее и $\omega = 0.7$ для высокопрочных бетонов. По СНиП 2.03.01–84* ω имеет линейную зависимость от класса по прочности на сжатие и условий твердения бетона. При этом граничная относительная высота сжатой зоны бетона ξ_R по СП 63.13330.2012 и СНиП 2.03.01–84* имеет близкие значения при классах по прочности на сжатие B30…B40. При других значениях они расходятся.

В качестве продольной ненапрягаемой арматуры нормальных сечений железобетонных элементов, как правило, используют арматурные стали, имеющие физический предел текучести. На рис. 2 в графическом виде представлены выражения (2) и (3) для определения деформаций (напряжений) в продольной арматуре железобетонных элементов из тяжелого бетона класса В30 с арматурной сталью классов А240 и А400 по СП 63.13330.2012 (гиперболическая кривая 1) и СНиП 2.03.01–84* (гиперболическая кривая 2).

¹ СНиП 2.03.01–84* Бетонные и железобетонные конструкции / Минстрой России. М.: ГП ЦПП, 1995. 80 с.

² СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-101–2003 (с Изменением № 1). М.: Минрегион России, 2012. 161 с.



Рис. 1. Значения характеристики ω (a) и граничной относительной высоты ξ_R (б) сжатой зоны бетона по СП 63.13330.2012 и СНиП 2.03.01–84* в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие





Обе кривые имеют характерные точки. Первая точка (при $\xi = \omega$) соответствует нулевым деформациям арматуры $\varepsilon_s = 0$. Вторая точка определяет граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \xi_R$ и соответствует значениям ξ , при которых напряжения в продольной арматуре перестают соответствовать расчетному сопротивлению на растяжение R_s . При использовании в элементе продольной арматуры класса A240 величина ξ_R по СНиП 2.03.01–84* принимает несколько меньшие значения, чем вычисленная по СП 63.13330.2012, и наоборот – при использовании стержневой арматуры класса A400. Третья точка определяет граничное значение ξ , при котором нормальное сечение полностью сжато (x = h или $\xi = x / h_0 = 1,1$ при $a = a' = 0,1 \cdot h$). При этом по СНиП 2.03.01–84* (кривая 2) предельные деформации сжатой арматуры ограничены на уровне, соответствующем расчетному значению предельного укорочения бетона при осевом сжатии $\varepsilon_{b,u} = \varepsilon_{b0}$, а по СП 63.13330.2012 (кривая *I*) – равном $\varepsilon_{b,u} \approx 1 \% < \varepsilon_{b0}$.

Использование зависимости, предложенной в СНиП 2.03.01–84*, позволяет ввести обозначение ξ_{R1} , представляющее собой относительную высоту сжатой зоны бетона, при которой напряжения в арматуре достигают расчетного сопротивления сжатию R_{sc} . Таким образом, на гиперболическую зависимость (2) накладываются ограничения в виде прямых $\sigma_s = R_s$ при $\xi \leq \xi_R$ и $-\sigma_s = R_{sc}$ при $\xi \geq \xi_{R1}$.

Выражая напряжения в продольной арматуре нормального сечения через её деформации путем умножения на модуль упругости арматуры $E_s = E_{sc} \approx 2 \cdot 10^5$ МПа, гиперболическую зависимость (2) можно представить в виде выражения, связывающего напряжения в упругоработающей ненапрягаемой арматуре σ_s с относительной высотой сжатой зоны ξ :

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega/1, 1} (\frac{\omega}{\xi} - 1) \,. \tag{4}$$

Относительные напряжения в арматуре равны

$$\Psi_{s} = \frac{\sigma_{s}}{R_{s}} = \frac{\sigma_{sc,u} / R_{s}}{1 - \omega / 1, 1} (\frac{\omega}{\xi} - 1) .$$
(5)

Ограничивая напряжения в арматуре её расчетными значениями при растяжении R_s и сжатии R_{sc} , зависимость « $\psi_s - \xi$ » можно описать следующими выражениями на соответствующих участках (рис. 2):

$$\begin{split} \psi_{s} &= 1 & \text{при} & \xi \leq \xi_{R} & (AB), \\ \psi_{s} &= \frac{\sigma_{sc,u} / R_{s}}{1 - \omega / 1, 1} (\frac{\omega}{\xi} - 1) & \text{при} & \xi_{R} < \xi < \xi_{R1} & (BД), \\ \psi_{s} &= -1 & \text{при} & \xi \geq \xi_{R1} & (ДE), \end{split}$$
(6)

где ξ_R и ξ_{R1} зависят от вида, класса бетона и арматуры:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,\mu}} (1 - \frac{\omega}{1,1})},\tag{7}$$

$$\xi_{R1} = \frac{\omega}{1 - \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} (1 - \frac{\omega}{1, 1})};$$
(7a)

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{b,u}} (1 - \frac{\omega}{1, 1})},\tag{8}$$

$$\xi_{R1} = \frac{\omega}{1 - \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{h,\mu}} (1 - \frac{\omega}{1,1})}.$$
(8a)

Из рис. 2 видно, что изменение напряжений в продольной арматуре при $\xi_R < \xi < \omega$ и $\omega < \xi < \xi_{R1}$ происходит на участках неравной длины. Так, изменение напряжений от R_s до 0 происходит на участке *BC*, а изменение от 0 до R_{sc} на участке *CД*, длины проекций которых на оси ξ составляют соответственно:

$$B_1 C = \omega - \xi_R = \omega \psi^{-1} (1 - \omega/1, 1) / [1 + \psi^{-1} (1 - \omega/1, 1)], \qquad (9)$$

$$C \mathcal{I}_1 = \xi_{R1} - \omega = \omega \psi^{-1} (1 - \omega / 1, 1) / [1 - \psi^{-1} (1 - \omega / 1, 1)], \qquad (10)$$

где $\psi = \varepsilon_{b,u} / \varepsilon_s = \sigma_{sc,u} / R_s$.

Нетрудно видеть, что длина участка $C\mathcal{A}_1$ в 1,5–2 раза больше длины B_1C , т. к. при одинаковых числителях знаменатель выражения (9) больше знаменателя (10), что вряд ли соответствует действительности.

Общую длину проекции на ось ξ участка *ВД* можно определить из выражения

$$B_1 \mathcal{I}_1 = 2\omega \psi^{-1} (1 - \omega/1, 1) / [1 - \psi^{-2} (1 - \omega/1, 1)^2].$$
(11)

Для нормальных сечений железобетонных элементов из бетона классов В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А240...А400 (А-I, А-II, А-III) А.Е. Чистяковым [4] вместо гиперболической зависимости на участке *ВД* предложена зависимость вида

$$\Psi_{s} = \frac{\sigma_{s}}{R_{s}} = 2\frac{1-\xi}{1-\xi_{R}} - 1 \quad \Pi P \mu \quad \xi_{R} < \xi < 1,$$
(12)

которая представлена пунктирной линией 3 на рис. 2 и сплошной линией 4 на рис. 3. В предложенной А.Е. Чистяковым зависимости ξ_{R1} принято равным единице. Зависимость обладает симметрией, т. к. $B_1C = C\mathcal{I}_1 = 0, 5(1-\xi_R)$, однако при $\xi = \omega, \ \psi_s \neq 0$ ($\sigma_s \neq 0$). Использование зависимости (12) упрощает расчеты прочности нормальных сечений, позволяя избежать решения квадратных уравнений.

или



Рис. 3. Зависимость относительного напряжения в арматуре внецентренно сжатых элементов от относительной высоты сжатой зоны по данным [4]: *I* – Е.А. Чистякова, С.С. Мамедова; 2 – К.К. Салаи; 3 – В.А. Беликова; 4 – расчетные значения σ_ε / R_ε по формуле (12)

Для описания зависимости напряжений в продольной арматуре от высоты сжатой зоны на участке $\xi_R < \xi < \xi_{R1}$ также можно воспользоваться линейной зависимостью

$$\Psi_{s} = \frac{\sigma_{s}}{R_{s}} = 2 \frac{\xi_{R1} - \xi}{\xi_{R1} - \xi_{R}} - 1 \quad \Pi p_{H} \quad \xi_{R} < \xi < \xi_{R1}.$$
(13)

Представленные выше выражения характеризуют изменение напряженно-деформированного состояния стальной продольной ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести нормального сечения при статическом воздействии. Для исследования особенностей изменения деформаций (напряжений) в продольной композитной полимерной арматуре нормального сечения и построения зависимости $\varepsilon_f = f(\xi)$ проведены экспериментальные исследования ее прочностных и деформационных свойств [8]. В результате сопоставления физико-механических характеристик различных видов волокон [9], используемых в качестве армирующего наполнителя АКП, сделан вывод о том, что углекомпозит является наиболее целесообразным видом композита для армирования бетонных элементов, что, в свою очередь, предопределило выбор арматуры углекомпозитной (АУК) в качестве исследуемой. В качестве объекта исследования выбрана АУК марки FibARM Rebar с песчаным анкеровочным слоем. Целью экспериментальных исследований являлось определение действительной диаграммы деформирования АУК при осевом сжатии и растяжении путем испытаний серий образцов в соответствии с ГОСТ 31938–2012³.

Перед проведением испытаний определялся номинальный диаметр арматуры контролируемой партии. Для испытания образцы помещались в специальные приспособления (рис. 4, δ , ∂), изготовленные по ГОСТ 31938–2012.

³ ГОСТ 31938–2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. М.: Стандартинформ, 2014. 38 с.



Рис. 4. Общий вид испытаний стержней АУК (*a*, *c*), схема приспособлений (*б*, *d*) и разрушение стержней АУК (*в*, *e*) при растяжении (*a*, *б*, *в*) и сжатии (*c*, *d*, *e*)

Испытание образцов осуществлялось приложением статической растягивающей или сжимающей нагрузки к образцам с постоянной скоростью деформирования на современных испытательных машинах. Испытание растягивающей нагрузкой производилось на автоматизированной разрывной гидравлической машине MP-500 (рис. 4, *a*). Продольные деформации растяжения измерялись высокоточным электронным экстензометром Epsilon 3542. Испытание сжимающей нагрузкой производилось на электромеханическом прессе Instron 3382 (рис. 4, *г*). Продольные деформации сжатия измерялись цифровой оптической системой измерения деформаций VIC 3D. Данная система позволяет измерять поля деформаций и перемещений поверхности исследуемых объектов методом численной корреляции её цифровых стереоскопических изображений. Разрушение образцов при растяжении и сжатии показано на рис. 4, *в*, *е*. Общий вид деформирования и разрушения рабочей зоны стержней АУК при испытании на осевое сжатие представлен на рис. 5. Из рисунка можно видеть, что образцы АУК не имели следов повреждений вплоть до наступления разрушения, что говорит о возможности повышения эффективности использования ее прочностных свойств в сжатых бетонных элементах, а также при применении материалов, обладающих более высокой деформативностью, чем бетон [10].



Рис. 5. Характерные изополя продольных относительных деформаций при различных уровнях нормальных напряжений (a - u) и схема разрушения (κ) стержней АУК при продольных относительных деформациях сжатия:

a - 1 ‰; b - 2 ‰; e - 3,5 ‰; z - 4 ‰; $\partial - 5$ ‰; e - 6 ‰; $\mathcal{H} - 7$ ‰; 3 - 8 ‰; u - 9,6 ‰; $\kappa - > 9,7$ ‰

По результатам статистической обработки полученных экспериментальных данных построена диаграмма деформирования АУК (рис. 6). Расчетные значения прочности и предельных деформаций при растяжении АУК вычислены по формулам, представленным в Изменении № 1 к СП 63.13330.2012. В данном нормативном документе, как и в ряде других зарубежных⁴, рекомендуется пренебрегать сопротивлением АКП сжатию. Однако продольная АКП, находящаяся в условиях сжатия в бетонных элементах, может деформироваться вплоть до предельных значений укорочения бетона при сжатии $\varepsilon_{b,u}$ [11]. В зависимости от вида бетона, продолжительности действия нагрузки и относительной влажности воздуха, предельные деформации укорочения бетона могут принимать различные значения, а соответствующая им величина сжимающих напряжений в АУК может достигать 210 МПа и более. Ввиду этого авторы считают возможным учет сопротивления продольной арматуры сжатию при расчете бетонных конструкций с АУК.



Рис. 6. Диаграмма деформирования АУК марки FibARM Rebar

⁴ ACI 440.1R–15. Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP Bars. ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. 2015. 83 p. CAN/CSA-S6-02. Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers, CAN/CSA S806-02. Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada, 2002. 177 p. CNR-DT 203/2006. Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione e il Controllo di Strutture di Calcestruzzo armato con Barre di Materiale Composito Fibrorinforzato. Rome: CNR, 2007. 42 p. (in Italian). FIB Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures. -International Federation for Structural Concrete 2007. 160 p.

Зависимость изменения деформаций АУК от относительной высоты сжатой зоны нормального сечения согласно СП 63.13330.2012 описана выражением, подобным зависимости (3), и изображена на рис. 7 (кривая *l* с ветвью «*la*»). В соответствии с Изменением № 1 к СП 63.13330.2012 на кривую *l* накладывается ограничение, согласно которому напряжения в продольной арматуре при $\xi > \omega$ принимаются равными нулю, представленное на рис. 7 ветвью «*lб*».

Более точно зависимость изменения деформаций АУК от высоты сжатой зоны можно описать выражением (2), представленным кривой 2 на рис. 7.

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны бетона нормального сечения элемента, а также положение конечной точки диаграммы зависят от величины предельных деформаций бетона є_{ь...}. Для модифицированных бетонов (например, фибробетонов), имеющих более высокую деформативность по сравнению с бетоном, величина предельных деформаций укорочения может достигать более высоких значений [12, 13]. Зависимость деформаций (напряжений) в продольной углекомпозитной арматуре нормальных сечений элементов из углеродофибробетона класса по прочности на сжатие В45 от относительной высоты сжатой зоны бетона можно представить в виде кривой 3 на рис. 7. Здесь класс по прочности В45 углеродофибробетона принят в соответствии с приростом прочности, полученным в результате модифицирования бетона класса В30 дисперсным армированием [13]. Значения предельных деформаций бетона для внецентренно сжатых элементов при эксцентриситете приложения продольной силы в пределах ядра сечения могут быть также увеличены путем устройства внешней обоймы. В таком случае предельные относительные деформации бетона $\varepsilon_{b,\mu} = \varepsilon_{b3}$ и зависят от вида элементов усиления, их механических свойств и условий эксплуатации, толщины обоймы и наличия разрывов по её высоте, класса по прочности на сжатие и деформационных свойств бетона усиливаемого элемента, вида и размеров его поперечного сечения и др. Так, для внецентренно сжатого элемента с поперечным сечением 300×300 мм из бетона класса по прочности В30, усиленного сплошной по высоте углекомпозитной обоймой общей толщиной 2 мм, расчетные предельные деформации бетона⁵ составляют $\varepsilon_{b,\mu} = \varepsilon_{b3} \approx 0,0029$. А для такого же элемента из углеродофибробетона класса В45 – $\varepsilon_{b,\mu} = \varepsilon_{cb3} \approx 0,0039$. При этом расчетные сопротивления сжатию в осевом направлении R_{b3} и R_{cfb3} усиленных такой обоймой бетона и углеродофибробетона соразмерны классам бетона по прочности на сжатие В35 и В50 соответственно. Для вышеописанного усиленного обоймой углеродофибробетонного элемента при его продольном армировании углекомпозитной арматурой зависимость $\varepsilon_{f} = f(\xi)$ представлена кривой 4 на рис. 7. При этом сжимающие напряжения в арматуре могут достигать значений порядка 410 МПа.

⁵ СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования. М.: Минстрой России, 2015. 56 с.



Зависимость относительных напряжений АУК от относительной высоты сжатой зоны нормального сечения имеет вид

$$\begin{split} \psi_{f} &= \frac{\sigma_{f}}{R_{f}} = 1 \qquad \text{при} \qquad \xi \leq \xi_{R}, \\ \psi_{f} &= \psi_{ft} = \frac{\sigma_{f}}{R_{f}} = \frac{\varepsilon_{b,u}(\omega\xi^{-1} - 1)}{\varepsilon_{f,u}(1 - \omega / 1, 1)} \qquad \text{при} \qquad \xi_{R} < \xi \leq \omega, \\ \psi_{f} &= \psi_{fc} = \frac{\sigma_{fc}}{R_{fc}} = \frac{(\omega\xi^{-1} - 1)}{(1 - \omega / 1, 1)} \qquad \text{при} \qquad \omega < \xi \leq \xi_{R1}. \end{split}$$
(14)

Использование упрощенных линейных зависимостей (12), (13) вместо гиперболических (14) на участке $\xi_R < \xi < \xi_{R1}$ приводит к большим погрешностям при вычислении относительных деформаций или напряжений в композитной арматуре.

Выражения (6) и (14) положены в основу расчетных зависимостей деформаций (напряжений) продольной стальной и композитной полимерной арматуры нормальных сечений бетонных элементов при динамическом нагружении $\varepsilon_{sd} = f(\xi)$ и $\varepsilon_{fd} = f(\xi)$.

При кратковременном динамическом нагружении, согласно положениям СП 88.13330.2014⁶, $\varepsilon_s = \varepsilon_{bd,u}$ принимается таким же, как в статике. Однако обширные экспериментальные исследования, проведенные во ВНИИЖелезобетон [14], показали, что $\varepsilon_{bd,u}$ при динамике увеличивается и может быть принята по меньшей мере на 10 % больше статической $\varepsilon_{b,u}$.

Выражая коэффициенты A и B (1) через параметры ω_d и $\varepsilon_{bd,u}$, после преобразований из (2) получаем

$$\varepsilon_{sd(fd)} = \frac{\varepsilon_{bd,u}}{1 - \omega_d / 1, 1} (\frac{\omega_d}{\xi} - 1).$$
(15)

В выражении (15) величина ω_d представляет собой относительную высоту сжатой зоны бетона ($\omega_d = x_{\omega} / h_0$), при которой деформации в продольной арматуре равны нулю. Таким образом, величина ω_d характеризует отклонение фактической эпюры напряжения высотой $x_{act} = h_0$ от прямоугольной эпюры высотой x_{ω} , являясь коэффициентом полноты эпюры напряжений в сжатой зоне. Непосредственное использование диаграммы « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » для бетона сжатой зоны представляет большие трудности в определении ω , ε_s и ε_f , поэтому принятая в СНиП 2.03.01–84* величина ω определяется по эмпирической зависимости, полученной на основании наилучшего приближения к опытным данным:

⁶ СП 88.13330.2014. Защитные сооружения гражданской обороны. Актуализированная редакция СНиП II–11–77*. М.: Минстрой России, 2014. 123 с.

$$\omega = x_{\omega} / h_0 = \alpha - \beta R_{bi}, \qquad (16)$$

где α и β – коэффициенты, характеризующие вид бетона и его упругопластические свойства при сжатии; так, для тяжелого бетона $\alpha = 0.85$ при статическом нагружении $\beta = 0.005...0,008$ МПа⁻¹ и $\beta = 0.0048...0,007$ МПа⁻¹ при динамике [12]; R_{bi} – призменная прочность бетона при статическом или кратковременном динамическом нагружении (МПа).

Экспериментальные исследования бетонных призм и железобетонных балок при кратковременном динамическом нагружении, проведенные во ВНИИЖелезобетон под руководством В.А. Рахманова [14] и в НИИЖБе И.К. Белобровым [15], показали, что влияние скорости деформирования не сказывается на значениях . Так, при динамических и статических испытаниях во ВНИИЖелезобетон 15 серий железобетонных балок, в которых варьировались: тип армирования (однородное и комбинированное); вид армирования (ненапрягаемая и напрягаемая арматура); класс арматурной стали (A-I, A-III, A-IV, A-V и Вр-II), коэффициенты армирования сечения продольной арматурой (0,0044...0,0187); различное соотношение расчетного пролета и высоты сечения $(l_p / h = 7, 5...1, 6)$, установлены изменения ω в пределах $\omega = 0,548...0,803$ (при $R_b = 47,5...54,3$ МПа) и $\omega_d = 0,513...0,797$ (при $R_{bd} = 51, 3...64, 5$ МПа), средние значения $\omega_s^{cp} = 0,671$ ($R_b^{cp} = 51, 6$ МПа) и $\omega_d^{cp} = 0,674$ ($R_{bd}^{cp} = 61,9$ МПа) близки между собой. Отмеченные особенности динамического деформирования бетона сжатой зоны сечения, в частности его деформативная способность, несколько видоизменяют характер динамической зависимости $\varepsilon = f(\xi)$. При одинаковой условной прямоугольной эпюре напряжений и относительной высоте сжатой зоны сечения в предельном состоянии динамические деформации продольной арматуры выше статических, что позволяет более эффективно использовать арматуру [16, 17].

Зависимости изменений деформации арматуры от относительной высоты сжатой зоны при статическом и динамическом нагружениях для продольной стальной и композитной полимерной арматуры представлены на рис. 8, *a*).

В результате проведенных исследований выявлены особенности механических свойств углекомпозитной арматуры, определены аналитические выражения, описывающие зависимость между напряжениями в продольной (стальной и углекомпозитной) арматуре и относительной высотой сжатой зоны нормального сечения при статическом и кратковременном динамическом нагружениях. Данные выражения могут быть применены для практических расчетов строительных конструкций.

Введение дополнительного понятия граничной относительной высоты сжатой зоны нормального сечения ξ_{R1} позволяет установить границы применимости расчетных зависимостей для внецентренно сжатых элементов с продольной (стальной или углекомпозитной) стержневой арматурой при больших ($\xi \leq \xi_R$), малых ($\xi_R < \xi < \xi_{R1}$) и случайных ($\xi \geq \xi_{R1}$) эксцентриситетах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- 1. Гуща, Ю.П. Статическая прочность железобетонных конструкций и их деформация в стадии, близкой к разрушению : автореф. дис. ... докт. техн. наук. – М., 1980. – 44 с.
- Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемыш, И.К. Никитин – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
- Новое о прочности железобетона / А.А. Гвоздев [и др.]; под ред. К.В. Михайлова. М.: Стройиздат, 1977. – 272 с.
- Чистяков, Е.А. Основы теории, методы расчета и экспериментальные исследования несущей способности сжатых железобетонных элементов при статическом нагружении : автореф. дис. ... докт. техн. наук. – М., 1988. – 48 с.
- Плевков, В.С. Оценка прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / В.С. Плевков, А.П. Малиновский, И.В. Балдин // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2013. – № 2. – С. 144–153.
 Колмогоров А.Г. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным
- Колмогоров А.Г. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / А.Г. Колмогоров, В.С. Плевков. – М.: Изд-во АСВ, 2014. – 512 с.
- Болдышев, А.М. Прочность нормальных сечений железобетонных элементов / А.М. Болдышев, В.С. Плевков. – Томск : Томский ЦНТИ, 1989. – 236 с.
- Плевков, В.С. Прочность и деформативность арматуры композитной полимерной при статическом и кратковременном динамическом растяжении и сжатии / В.С. Плевков, И.В. Балдин, К.Л. Кудяков, А.В. Невский // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2016. – № 5. – С. 91–101.
- 9. Степанова, В.Ф. Арматура композитная полимерная / В.Ф. Степанова, А.Ю. Степанов, Е.П. Жирков. М. : Изд-во АСВ, 2013. 200 с.
- Савельев, А.А. Перспективный метод модифицирования цементных бетонов / А.А. Савельев, А.Ю. Тарасова // Технологии бетонов. 2011. № 5–6, С. 12–13.
- Лапшинов, А.Е. Перспективы применения неметаллической композитной арматуры в качестве рабочей ненапрягаемой в сжатых элементах // Вестник МГСУ. – 2015. – № 10. – С. 96–105.
- 12. Плевков, В.С. Расчетные диаграммы нелинейного деформирования базальтофибробетона при статических и кратковременных динамических воздействиях / В.С. Плевков, С.Н. Колупаева, К.Л. Кудяков // Вестник Томского государственного архитектурностроительного университета. – 2016. – № 3. – С. 95–110.
- Модели нелинейного деформирования углеродофибробетона при статическом и кратковременном динамическом воздействиях / В.С. Плевков, В.В. Белов, И.В. Балдин, А.В. Невский // Вестник гражданских инженеров. – 2016. – № 3 (56). – С. 72–82.
- 14. Исследовать динамическую прочность и долговечность строительных материалов и конструкций : отчет о НИР / В.А. Рахманов, А.И. Семин, Е.Л. Розовский [и др.] / ВНИИ Железобетон, № ГР 01.85. 0011305. М., 1985. Кн. 1. 96 с.; Кн. 2. 172 с.
- Белобров, И.К. Особенности деформирования железобетонных балок при действии кратковременных динамических нагрузок / И.К. Белобров // Теория железобетона. – М. : Стройиздат, 1972. – С. 36–48.
- 16. Кумпяк, О.Г. Прочность и деформативность железобетонных конструкций на податливых опорах при кратковременном динамическом нагружении / О.Г. Кумпяк, З.Р. Галяутдинов, Д.Н. Кокорин. – Томск : Изд-во Том. гос. архит.-строит. ун-та, 2016. – 277 с.
- Experimental analysis and modeling of two-way reinforced concrete slabs over different kinds of yielding supports under short-term dynamic loading / B. Chiaia, O.G. Kumpyak, L. Placidi, V.B. Maksimov // Engineering Structures. – 2015. – V. 96. – P. 88–99.

REFERENCES

 Gushcha Yu.P. Staticheskaya prochnost' zhelezobetonnykh konstruktsii i ikh deformatsiya v stadii, blizkoi k razrusheniyu: avtoref. dis. ... dokt. tekhn. nauk [Static strength of reinforced concrete structures and their deformation at pre-fracture stage. DSc Abstract]. Moscow, 1980. 44 p. (rus)

- Zalesov A.C., Kodysh E.N., Lemysh L.L., Nikitin I.K. Raschet zhelezobetonnykh konstruktsii po prochnosti, treshchinostoikosti i deformatsiyam [Strength, crack resistance and deformation analysis of reinforced concrete structures]. Moscow: Stroyizdat Publ., 1988. 320 p. (rus)
- 3. *Gvozdev A.A., et al.* Novoe o prochnosti zhelezobetona [News on reinforced concrete strength]. Moscow: Stroyizdat Publ., 1977. 272 p. (rus)
- 4. Chistyakov E.A. Osnovy teorii, metody rascheta i eksperimental'nye issledovaniya nesushchei sposobnosti szhatykh zhelezobetonnykh elementov pri staticheskom nagruzhenii : avtoref. dis. ... dokt. tekhn. nauk [Fundamentals of design theory, analysis and research of bearing capacity of compressed concrete elements under static loading. DSc Abstract]. Moscow, 1988. 48 p. (rus)
- Plevkov V.S., Malinovskii A.P., Baldin I.V. Otsenka prochnosti i treshchinostoikosti zhelezobetonnykh konstruktsii po rossiiskim i zarubezhnym normam [Evaluation of strength and crack resistance of reinforced concrete structures according to Russian and international standards]. Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building. 2013. No. 2. Pp. 144–153. (rus)
- Kolmogorov A.G., Plevkov V.S. Raschet zhelezobetonnykh konstruktsii po rossiiskim i zarubezhnym normam [Structural design using national and international building codes]. Moscow: ASV Publ., 2014. 512 p. (rus)
- Boldyshev A.M., Plevkov, V.S. Prochnost' normal'nykh sechenii zhelezobetonnykh elementov [Strength of normal sections in reinforced concrete elements]. Tomsk: TsNTI Publ., 1989. 236 p. (rus)
- Plevkov V.S., Baldin I.V., Kudyakov K.L., Nevskii A.V. Prochnost' i deformativnost' armatury kompozitnoi polimernoi pri staticheskom i kratkovremennom dinamicheskom rastyazhenii i szhatii [Strength and deformability of polymer composites under tensile and compressive loads]. Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building. 2016. No. 5. Pp. 91–101. (rus)
- 9. Stepanova V.F., Stepanov A.Yu., Zhirkov E.P. Armatura kompozitnaya polimernaya [Polymeric composite rebar]. Moscow: ASV Publ., 2013. 200 p. (rus)
- Savel'ev A.A., Tarasova A.Yu. Perspektivnyi metod modifitsirovaniya tsementnykh betonov [Prospective method of cement concrete modification]. *Tekhnologii betonov*. 2011. No. 5–6. Pp. 12–13. (rus)
- 11. Lapshinov A.E. Perspektivy primeneniya nemetallicheskoi kompozitnoi armatury v kachestve rabochei nenapryagaemoi v szhatykh elementakh [Future applications of non-metallic composite reinforcement as nonprestressed reinforcement in compressed elements]. *Scientific and Technical Journal on Construction and Architecture*. 2015. No. 10. Pp. 96–105. (rus)
- Plevkov V.S., Kolupaeva S.N., Kudyakov K.L. Raschetnye diagrammy nelineinogo deformirovaniya bazal'tofibrobetona pri staticheskikh i kratkovremennykh dinamicheskikh vozdeistviyakh. [Calculating diagrams of nonlinear deformation of basalt fiber concrete under static and dynamic loads]. Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building. 2016. No. 3. Pp. 95–110. (rus)
- Plevkov V.S., Belov V.V., Baldin I.V., Nevskii A.V. Modeli nelineinogo deformirovaniya uglerodofibrobetona pri staticheskom i kratkovremennom dinamicheskom vozdeistviyakh [Models of nonlinear deformation of carbon fiber-reinforced concrete under static and dynamic loads]. Vestnik grazhdanskikh ingenerov. 2016. No. 3 (56). Pp. 72–82. (rus)
- Rakhmanov V.A., Semin A.I., Rozovskii E.L., et al. Issledovat' dinamicheskuyu prochnost' i dolgovechnost' stroitel'nykh materialov i konstruktsii [Research of dynamic strength and durability of building materials and structures]. Moscow: VNIIzhelezobeton. 1985. Book 1. 96 p. Book 2. 172 p. (rus)
- 15. *Belobrov I.K.* Osobennosti deformirovaniya zhelezobetonnykh balok pri deistvii kratkovremennykh dinamicheskikh nagruzok [Deformation of reinforced concrete beams under dynamic loads]. Teoriya zhelezobetona. Moscow: Stroyizdat Publ., 1972. Pp. 36–48. (rus)
- Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Kokorin D.N. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstruktsii na podatlivykh oporakh pri kratkovremennom dinamicheskom nagruzhenii [Strength and deformability of yield-supported concrete structures under dynamic loads]. Tomsk: TSUAB Publ., 2016. 277 p. (rus)
- Chiaia B., Kumpyak O.G., Placidi L., Maksimov V.B. Experimental analysis and modeling of two-way reinforced concrete slabs over different kinds of yielding supports under short-term dynamic loading. *Engineering Structures*. 2015. V. 96. Pp. 88–99.