

13. ASI 318-02, Building Code, Requirements for Structural Concrete, P. O. Box 9094, Farmington Hills, 2002.
14. ASI 318-05, Building Code, Requirements for Structural Concrete, ACI, Farmington Hills, Michigan - 2005.
15. ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE, Reston, VA 20191-4400, 2000.
16. BS5950-1:2000 Structural Use of Concrete, Part 1. Code of Practice for Design and Construction, 389 Cheswick High Road, London W4 4AL, 1998.
17. EN 1992-1: 2001(Final draft, October, 2001) Eurocode – 2: Design of concrete structures – Part 1: General Rules and Rules for building – Brussels – 2001, October. – 230 p.
18. EN 1990:2001. Eurocode – Basis of structural design.
19. ENV 1991-1: Eurocode 1 – Actions on Structures, Part 1 – Basic of Design, Brussels, Belgium, 2003.
20. Probabilistic Model Code (12th Draft): Part1 – Basis of Design – Joint Committee of Structural Safety – JCSS – OSTL/DIA/VROU – 10-11-2000. – 57 p.
21. Swedish Board of Housing, Building and Planning – Boverket, 1994, Handbook on Vibration, Induced Deformations and Accidental Loads.
22. General Services Administrations (GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernizations Projects; 2003.
23. National Building Code of Canada (NBCC), part 4, Commentary C, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, 1985.
24. PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Building to Withstand Abnormal Loads” PCI Journal, vol. 21., №2, March-April, p. p. 18-51.
25. Перельмутер А. В. О нормировании уровня риска// Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – N2/14(530), апрель – июнь 2007 г – с. 160-169.
26. Перельмутер А. В. Влияние неопределенности исходных данных на оценку проектных решений/ www. SCAD. Soft/
27. Кудишин Ю., Дробот Д. Живучесть конструктивных систем в аварийных ситуациях// Металлические здания, №1, 2008.
28. Тур В. В., Марковский Д. М. Назначение испытательных коэффициентов по результатам статического моделирования// Строительная наука и техника. №5(9), 2006.
29. Д. Д. Сергеев. Краткий обзор отчета об аварии 22-этажного жилого дома в Лондоне. Обзорная информация №2. М., ГлавАПУ, 1969.
30. Разработка и исследование усовершенствованной системы конструктивных связей между сборными элементами панельных зданий унифицированной конструкции с целью повышения их надежности и улучшения технико-экономических характеристик. Научно-технический отчет МНИИТЭП, шифр НИ-1696М, 1976.
31. Report of the Inquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Caning Town; MSO, 1968 (НИИС, перевод 18736).
32. Ellingwood B. R. Load and Resistance Factor Criteria for Progressive Collapse Design/ Georgia Institute of Tehnology, Atlanta, USA, 2005.
33. Ellingwood B. R., Leyendecker E. V., Approaches for Design against Progressive Collapse/ J. Struct. Div., ASCE 104 (3); 1978: p. 413-423.
34. Ellingwood B. R. Acceptable rick bases for design of Structures/ Progress in Struct. Engrg. and Mat., 2001, 3(2): 170-179 p.
35. Stewart, M. G., Melchers R., E. Probablistic risk assessment of engineering system/ Chapman Hall, London, 1997.
36. Starossec U., Wolf M., Design of Collapse – resistant structure, ICSS and IA BSE Workshop on Robustness of Structure, 2005.
37. Progressive Collapse Analysis and design guidelines for new federal office Buildings and major modernization projects, June 2003, U. S. General Service Administration and Applied Research Associates.
38. Milchers, R. E., Structural reliability – analysis and prediction, John Wiley, 1999.
39. National Workshop on Prevention of Progressive Collapse, the UK and European Regulation for Accidental Actions, D. B. Moore, 2002.
40. Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings/ NISTIR/ B. R. Ellingwood, R. Smilowitz, D. Dusenberry, D. Duthinh, August, 2006.
41. Wolinski S. Analiza ryzyka a niezawodnosc konstrukcji budowlanych/ Inzynieria i Budownictwo, №5, 2006 – p. p. 270-274.
42. Li H. X., Yen C. V.: Fuzzy sets and fuzzy decisions – making. CRC Press, Boca Raton, New York, 1995.
43. Bazant Z. Why did the World Trade Center Collapse – Symple Analysis/Journ. Of Engineering Mechanics/January 2002, vol. 128, №1.
44. Тур В.В., Тур А.В., Марковский Д.М. Основы проектных стратегий, применяемых для защиты зданий от прогрессирующего обрушения // Строительная наука и техника.– 2007.– № 6.– с. 11–27.
45. Park S., Efficient method for calculation of system reliability of a complex structure/ S. Parl, S. Choi, C. Sikorsky, N. Stubbs // International Journal of Solids and Structures.– 2004.– № 41.– p. 4035–5050.
46. Starossek U. Typology of progressive collapse/ U. Starossec // Engineering Structures.– 2007.– vol. 29.– № 9.– pp. 2302–2307.
47. ТКП 45–3.02–108–2008. Высотные здания. Строительные нормы проектирования.– Мн.: Типпроект, 2008.– 178 с.
48. EN 1991–1–7. General Actions – Accidental Actions.
49. Vlassis G. Progressive collapse assessment of tall buildings/ London, 2009.– 416 p.

Материал поступил в редакцию 09.04.09

TUR V.V. Design strategies for defense of structural systems against progressive collapse

This paper present design strategies for defense of structural systems against progressive collapse. Writing classification of progressive collapse types, terms and definitions and classification of buildings.

УДК 624.012

Узунова Л.В.

МЕТОД РАСЧЕТА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СОСТАВНЫХ СТЕРЖНЕЙ С ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРОЙ

Введение. Задача определения текущего напряженно-деформированного состояния конструкций является важной и актуальной при определении напряжений в бетоне и арматуре как при кратковременном, так и длительном нагружении в процессе оценки состояния эксплуатируемых сооружений, а также при решении вопроса о реконструируемых сооружениях, а также при решении вопроса о реконструкции, когда ожидается увеличение действующей нагрузки, например, при изменении объема здания за счет надстройки или пристройки. Рекомендуемая действующим СНиП методика расчета не позволяет выявить динамику изменения параметров напряженно-деформированного состояния сечений в зависимости от

характера внешних воздействий и особенностей развития неупругих деформаций бетона в состоянии, далеком от разрушения. Установлено, что длительное действие нагрузки существенно влияет на распределение внутренних усилий в бетоне и арматуре. Более того, даже при кратковременной эксплуатационной нагрузке напряженно-деформированное состояние сечений, определенное без учета быстро протекающих деформаций ползучести, не может достоверно отразить фактическую картину распределения усилий между бетоном и арматурой. Использование традиционных для упругих материалов способов определения напряжений, дополненных учетом

Узунова Л.В., доцент ФГОУ ВПО Калининградского государственного технического университета.
Россия, 236000, Калининград областной, Советский просп., 1.

упругопластического состояния бетона, также дает результаты, не согласующиеся с экспериментальными данными. Существенно важным является факт развития высокого относительного уровня сжатия бетона, обусловленного наличием высокопрочной арматуры. Эта арматура, являясь мощной упругой связью, создает условия для развития деформаций в бетоне, соответствующих нисходящему участку диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ с разгрузкой бетона и догрузением арматуры. Указанному процессу перераспределения внутренних усилий способствует и проявление быстро натекающих деформаций ползучести бетона, даже при кратковременном сжатии.

Методика определения текущего напряженно-деформированного состояния составных стержней. Напряжения в бетоне при кратковременном сжатии сечений с высокопрочной арматурой, определенные без учета указанных выше особенностей деформирования, могут отличаться от фактических значений в 2 и более раз [1, 2, 3].

Расчет с учетом перераспределения усилий, которые обусловлены неупругим деформированием бетона, позволяет с большей достоверностью определять уровень напряженно-деформированного состояния как бетона и арматуры, так и сечения в целом. Реальные представления об уровне текущего напряженно-деформированного состояния сечений позволяют более достоверно оценить и эксплуатационную надежность сжатых железобетонных стержней при решении, например, вопроса об усилении элементов, подвергавшихся до этого длительному сжатию.

При установлении зависимости, связывающей напряжения и деформации, будем учитывать, что при произвольной длительности нагружения кроме упругих деформаций в бетоне элементов, содержащих высокопрочную продольную арматуру класса не ниже Ат-IV, при достаточно высоком уровне сжатия наряду с упругими деформациями развиваются деформации ползучести и собственно пластические деформации. Появление последних обычно связывают со структурными изменениями бетона и, в частности, с развитием микротрещин. Образование первых микротрещин, если процесс нагружения не остановить, приводит, в конечном счете, к разрушению. Высокопрочная продольная арматура, являясь мощной упругой связью, способствует перераспределению внутренних усилий, а именно – разгрузке бетона и дополнительному нагружению арматуры. Существенно важным при этом является то, что неупругое деформирование нельзя игнорировать даже при весьма низких уровнях сжатия железобетонных стержней с высокопрочной арматурой, если под этим уровнем понимать отношение заданного усилия сжатия к его величине, вызывающей разрушение. При наличии продольной арматуры класса не выше А – III перед разрушением достигнутый уровень предельного сжатия, характеризующийся для «мягких» сталей развитием пластических деформаций, вызывает в бетоне появление также предельных деформаций, соответствующих восходящему участку кривой диаграммы сжатия. Картина изменяется, когда применяются высокопрочные стали, и возникает возможность реализации в расчетах нисходящей ветви деформирования бетона.

Связь между напряжениями и полными деформациями в бетоне при проявлении упругопластических деформаций и деформаций ползучести, может быть выражена формулой:

$$\varepsilon_b(t) = \left[\frac{\sigma_b(\tau_1)}{E'_{b,def}(\tau_1)} + \sigma_b(\tau_1) \cdot C(t, \tau_1) \right] + \int_{\tau_1}^t \frac{\partial \sigma_b(\tau)}{\partial \tau} \cdot \left[\frac{1}{E'_{b,def}(\tau)} + C(t, \tau) \right] \partial \tau. \quad (1)$$

Важным, с нашей точки зрения, отличаем формулы (1) от общеизвестных аналогичных исходных зависимостей, используемых в различных вариантах теории ползучести, является замена началь-

ного модуля упругости бетона E_b модулем деформаций $E'_{b,def}$. Необходимость этой замены, оправдана в случае применения высокопрочной арматуры.

Зададимся законом изменения дополнительных напряжений в бетоне $\sigma_{bd}(t)$, совпадающем по форме с законом развития деформаций ползучести в зависимости от длительности их развития.

$$\sigma_{bd}(t) = \sigma_{bd} \left[1 - e^{-\gamma(t-\tau_1)} \right]. \quad (2)$$

После подстановки формулы (2) в уравнение (1) и представления меры ползучести в соответствии с наследственной теорией старения, получим, после перехода от мер ползучести к характеристикам (коэффициентам) ползучести, зависимость, связывающую напряжения и деформации в произвольный момент времени t , отличающуюся от ранее полученной в работе [2] первым слагаемым.

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_b(\tau_1)}{E'_{b,def}} \cdot (1 + \varphi(t)) + \frac{\sigma_{bd}(t)}{E'_{b,def}} \cdot \nu, \quad (3)$$

где

$$\nu_m = 1 + 0,5 \cdot (\varphi_{\tau_1} + \varphi_0). \quad (4)$$

В приведенных формулах принято:

$\sigma_b(\tau_1)$ и $\sigma_{bd}(t)$ – начальные значения напряжений в бетоне при загрузении его в возрасте τ_1 и дополнительные, развившиеся к моменту времени t ;

φ_{τ_1} и φ_0 – предельные значения характеристик быстронатекающей и обратимой ползучести бетона, нагруженного соответственно в возрастах τ_1 и $\tau \rightarrow \infty$ (очень старый бетон).

Фактические значения напряжений в поперечных сечениях в бетоне $\sigma_b(\tau)$ и арматуре $\sigma_s(\tau)$ при кратковременном действии нагрузки и неупругом деформировании бетона можно представить как сумму некоторых начальных (условных) σ_b и σ_s , определенных в предположении упругой работы бетона и стальной арматуры, и дополнительных, развившихся в этих материалах напряжений вследствие проявления быстронатекающих деформаций ползучести бетона σ_{bd} и σ_{sd} в момент нагружения τ_1 .

$$\sigma_b(\tau) = \sigma_b + \sigma_{bd}, \quad (5)$$

$$\sigma_s(\tau) = \sigma_s + \sigma_{sd}. \quad (6)$$

Для определения дополнительных напряжений составим уравнения равновесия дополнительных усилий в стержне, составленном из « n » бетонных ветвей и « i » рядов арматуры:

$$\sum_{m=1}^n N_{b\partial m} + \sum_{k=1}^i N_{s\partial k} = 0, \quad (7)$$

$$\sum_{m=1}^n N_{b\partial m} \cdot i_{bm} + \sum_{k=1}^i N_{s\partial k} \cdot i_{sk} + N \cdot y_{\partial} = 0, \quad (8)$$

где $m = 1, \dots, n$ и $k = 1, \dots, i$

Для определения неизвестных значений дополнительных напряжений в бетоне m -го элемента и напряжений в соответствующей им продольной арматуре k -го ряда необходимо составить $n - 1$ уравнение совместности дополнительных деформаций сопряженных бетонов, а также i -е количество уравнений равенства деформаций бетона и арматуры, выраженные через дополнительные напряжения:

.....

$$\frac{\sigma_{bm}}{E'_{b,def,m}} \cdot \varphi_{t,m} + \frac{\sigma_{bd,m}}{E'_{b,def,m}} \cdot \gamma_m =$$

$$= \frac{\sigma_{b,m+1}}{E'_{b,def,m+1}} \cdot \varphi_{t,m+1} + \frac{\sigma_{bd,m+1}}{E'_{b,def,m+1}} \cdot \gamma_{m+1} \quad (9)$$

$$\dots$$

$$\frac{\sigma_{sd,k}}{E_s} = \frac{\sigma_{bs,k} \cdot \varphi_{t,k}}{E'_{b,def,k}} + \frac{\sigma_{bd,k}}{E'_{b,def,k}} \cdot \gamma_k \quad (10)$$

Используя синусоиду в качестве кривой дополнительного изгиба продольной оси стержня и определяя кривизну через продольные деформации произвольного слоя бетона, получаем из совместного решения выше приведенных уравнений значения искоемых параметров в виде дополнительных напряжений в бетоне и арматуре.

$$\sigma_{bd,m} = \left[\frac{(M_{db} + N \cdot f_{\delta})}{I_r} \cdot i_m + \frac{N_{db}}{A_r} \right] \cdot \frac{E'_{b,def,m}}{v_m \cdot E_s} - \frac{\sigma_{b,m} \cdot \varphi_{t,m}}{v_m} \quad (11)$$

$$\sigma_{sd,k} = \pm \frac{(M_{db} + N \cdot f_{\tau})}{I_r} \cdot i_k + \frac{N_{db}}{A_r} \quad (12)$$

В формулах (11) и (12) принято:

$$N_{db} = \sum \left(\frac{b_m \cdot h_m}{v_m} \cdot 0.5 (\sigma_{b,m} + \sigma'_{b,m}) \cdot \varphi_{t,m} \right), \quad (13)$$

$$M_{db} = \sum \pm \frac{b_m \cdot h_m (\sigma_{b,m} + \sigma'_{b,m})}{v_m} \cdot i_m \cdot \varphi_{t,m} +$$

$$+ \sum M_{bm} \cdot \frac{\varphi_m}{v_m}, \quad (14)$$

где i_m – расстояние « m »-го волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения, вычисленного при условии замены модулей деформации бетона $E_{b,def,m}$ на $E_{b,def,m}/\gamma_m$.

Вывод. Сравнение вычисленных по предлагаемым формулам напряжений в арматуре и бетоне и их значений полученных в опыте, показало расхождение, не превышающее 10%.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Захаров В. Ф. Опытные и расчетные данные о кратковременном сопротивлении сжатию составных железобетонных стержней / В.Ф. Захаров, Л. В. Узунова // Инновации в науке и образовании – 2005: международная научная конференция, посвященная 75-летию основания КГТУ и 750-летию Кенигсберга-Калининграда (19-21 окт.): материалы / КГТУ. - Калининград, 2005.
2. Захаров В. Ф. О замене интегральных уравнений теории ползучести бетона алгебраическими / В. Ф. Захаров, А. Б. Голышев // Строительные конструкции: сборник. – Киев: Будивельник, 1969.- вып. XII – С. 71-80.
3. Узунова Л. В. Кратковременное и длительное сопротивление сжатию составных железобетонных стержней / Л. В. Узунова, А.В. Федоров, В. Ф. Захаров // Известия КГТУ. – 2005.- № 7. – С.130-134.

Материал поступил в редакцию 13.04.09

UZUNOVA L.V. Resistance to the short term compression of the compound rods with high-tensile armature

The methodology of problem solving is suggested for definition of the stress-deformed condition of the exploited compound rods with high-tensile armature received on the basis of the heritable theory of creep with consideration of new experimental data.

УДК 624.012

Узунова Л.В.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СЖАТЫХ СОСТАВНЫХ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРОЙ

Введение. Свод правил СП 52-101-2003 рекомендует производить оценку предельного состояния внецентренно сжатых железобетонных элементов на основе деформационной модели поперечных сечений по величине относительных продольных деформаций наиболее сжатых волокон бетона или растянутой арматуры. Эти деформации при кратковременном действии нагрузки не должны превышать значений 0,0035 для сжатого бетона и 0,025 для растянутой арматуры. Представляет интерес сопоставить фактические значения деформаций бетона, развившиеся в образцах, испытанных авторами и содержащих высокопрочную продольную арматуру А 800 в состояниях разрушения или близких к нему с указанными предельными величинами по СП 52-101-2003. Не менее интересным представляется и сопоставление величин, зафиксированных в опыте, разрушающих усилий с теоретическими, вычисленными по рекомендуемой СП 52-101-2003 методике, основанной на рассмотрении деформационной модели, с одной стороны и, с другой стороны, с предельными значениями усилий, которые соответствуют деформациям $\epsilon'_{ви} = 0,0035$ в опыте.

Сравнение опытных и расчетных величин разрушающих усилий. Для осуществления анализа указанных величин, были построены диаграммы сжатия бетона по опытным значениям деформаций при различных уровнях сжатия.

Эти диаграммы деформирования для некоторых из образцов, составленных из двух бетонов (рис. 1, 2), приведены на рис. 3 и 4. Величины деформаций бетона на уровне наиболее сжатой арматуры принимались равными деформациям этой арматуры, измеренных с помощью электротензодатчиков [1]. По этим деформациям вычислялись с использованием опытной диаграммы « $\sigma_s - \epsilon_s$ » напряжения в арматуре класса А 800 и усилия, ею воспринимаемые. Разность между опытным сжимающим усилием N и усилием, воспринимаемым арматурой, принималась равной усилию N_b , воспринимаемому бетоном на каждом из этапов нагружения. При определении напряжений в бетоне считалось, что они равномерно распределяются по ширине и высоте каждой из ветвей поперечного составного сечения при осевом сжатии и по линейному закону при внецентренном сжатии. Усилия, воспринимаемые бетоном каждой из этих ветвей, вычислялись в соотношении, равном соотношению модулей упругости каждого из бетонов.

Рассматривая полученные диаграммы сжатия бетонов, видим, что наибольшие, близкие по величине к опытным значениям призмочной прочности бетона, напряжения развивались при относительных деформациях, близких к $\epsilon_b = 0.0015$. Это развитие от нуля до указанных максимальных величин происходило по почти линейному закону до уровня, равного приблизительно (0,4-0,5) σ_{max} . Затем