

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

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

$$\dots$$

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

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)  $\sigma_{max}$ . Затем

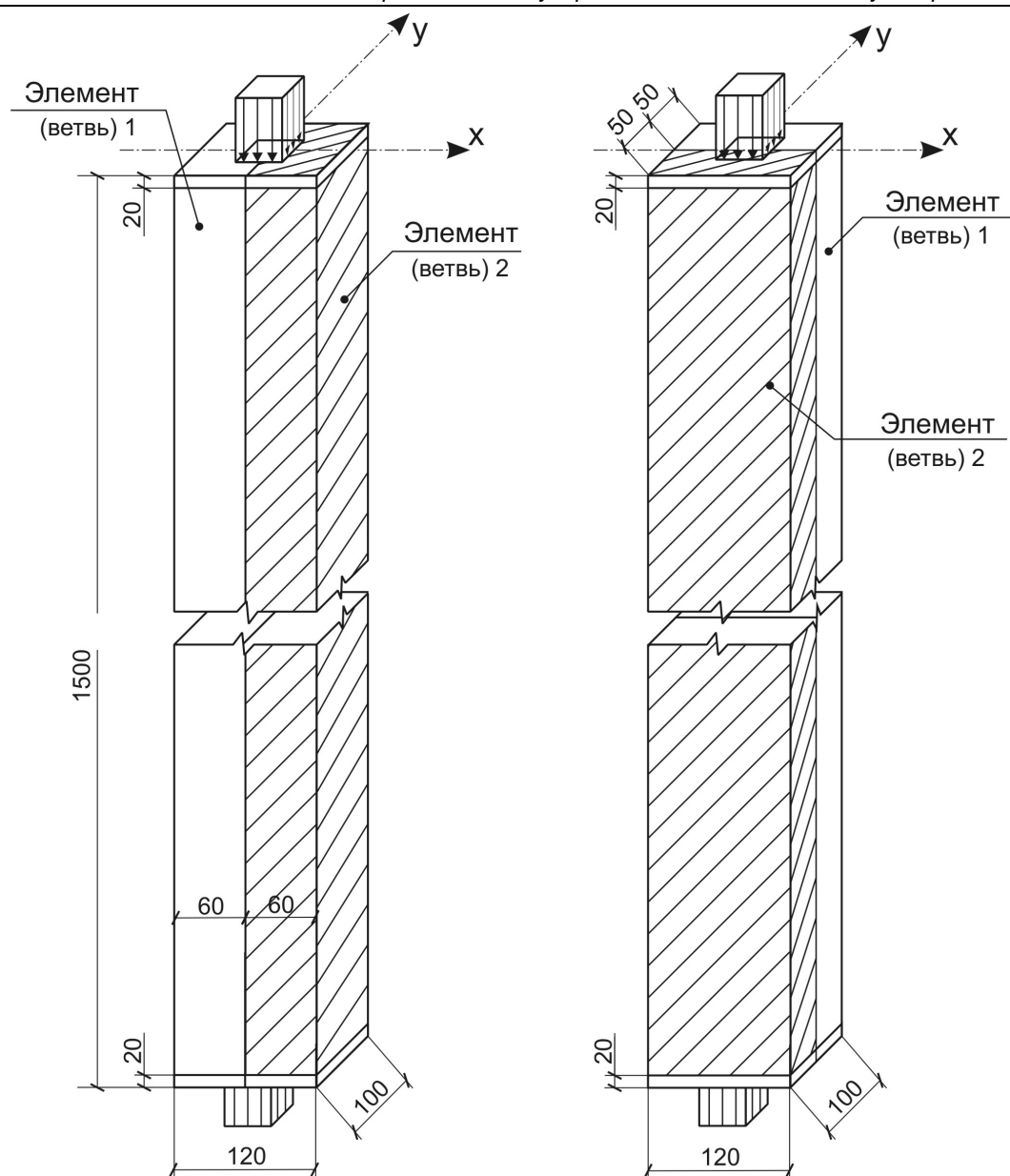


Рис. 1. Особенности компоновки составных сечений опытных колонн серии К-I и К-II и схемы испытаний их на центральное сжатие

угол наклона к горизонтали кривой деформирования уменьшался. Но сама связь между напряжениями  $\sigma$  и деформациями  $\epsilon$  оставалась практически линейной. После достижения максимальных напряжений в бетоне началась его разгрузка по нисходящей кривой до значений  $(0,4-0,5) \sigma_{\max}$  в случае осевого сжатия и до значений  $(0,25-0,3) \sigma_{\max}$  при внецентренном сжатии. Наибольшие значения деформаций сжатия при отсутствии заданных начальных эксцентриситетов продольных сил колебались от  $3,5\%$  до  $4\%$  в состоянии, близком к разрушению. Для внецентренно сжатых колонн предельные деформации сжатия бетона приближались к величине  $10\%$ .

В целом полученные опытные диаграммы достаточно хорошо соответствуют предложенным в НИИЖБ расчетным диаграммам для бетонов, совместно деформирующихся с высокопрочной продольной арматурой.

На основе полученных диаграмм сжатия бетонов построены для стадии разрушения эпюры напряжений в бетонах рассмотренных образцов для выделенных полосок с постоянной шириной и высотой колеблющейся от  $8,3$  мм до  $10$  мм. Напряжения в бетоне отдельных полос для каждой из ветвей поперечного сечения принимались постоянными по ширине и высоте. Значения самих напряжений вы-

числялись по диаграммам « $\sigma_b - \epsilon_b$ » для деформаций в бетоне линейно распределенных по высоте сечения от наибольших опытных величин до минимальных, измеренных соответственно на уровнях наиболее и наименее сжатой арматуры. Расчетные значения усилий, воспринимаемых сечением, вычислялись по методике, рекомендуемой СП 52-101-2003.

В таблице 1 указаны опытные значения разрушающих усилий для каждого из образцов и расчетные. Из сравнения вычисленных с использованием диаграмм « $\sigma_b - \epsilon_b$ » усилий и их опытных величин видно, что расхождения между ними не превышают  $6\%$ .

Определенный интерес представляет и сравнение опытных величин разрушающих усилий с величинами этих усилий, вызвавших деформации наиболее сжатых волокон, примерно равных  $0,0035$ .

Результаты этого сравнения, приведенные в таблице 2, показывают, что при осевом сжатии разница в усилиях  $N_{d,0.0035}$  соответствующих предельно допустимым деформациям бетона по СНиП 52-01-2003 и фактическими разрушающими усилиями находится в пределах  $10\%$ . При этом фактические разрушающие усилия всегда больше вычисленных. Это, на наш взгляд, свидетельствует о надежности предлагаемой СНиП 52-01-2003 методики определения разрушающих усилий на основе деформационной модели поперечных сечений.

Таблица 1. Опытные и расчетные значения разрушающих усилий

Шифр образца	Разрушающие опытные усилия $N_{u, \text{опыт.}}$ , кН	Разрушающие расчетные усилия $N_{u, \text{расч.}}$ , кН	$N_{u, \text{расч.}}$
			$N_{u, \text{опыт.}}$
К-I-1	363,0	356,4	0,964
К-I-2	381,0	369,0	0,96
К-II-1	363,0	350,5	0,96
К-II-2	338,0	317,72	0,94
К-II-7	234,0	234,87	1,004
К-II-8	252,0	260,0	1,03

Таблица 2. Максимальные опытные значения разрушающих усилий  $N_u$  и соответствующие им деформации  $\epsilon'_{bu}$  при фактическом разрушении и  $\epsilon'_{bu} = 0,0035$

Шифр образца	$e_o / h$	$N_{u, \text{опыт.}}$ , кН	$\epsilon'_{bu}$ , ‰	$N_{u, 0,0035}$ , кН, при $\epsilon'_{bu} = 0,0035$ (СНиП 52-01-2003)	$N_{u, 0,0035}$
				$N_{u, \text{опыт.}}$	
К-I-1	0	363,0	4,31	344,0	0,95
К-I-2	0	381,0	6,75	338,0	0,89
К-II-1	0	363,0	4,31	338,0	0,93
К-II-2	0	338,0	4,75	307,5	0,91
К-II-7	0,208	234,0	9,74	184,5	0,79
К-II-8	0,208	252,0	7,5	203,0	0,81

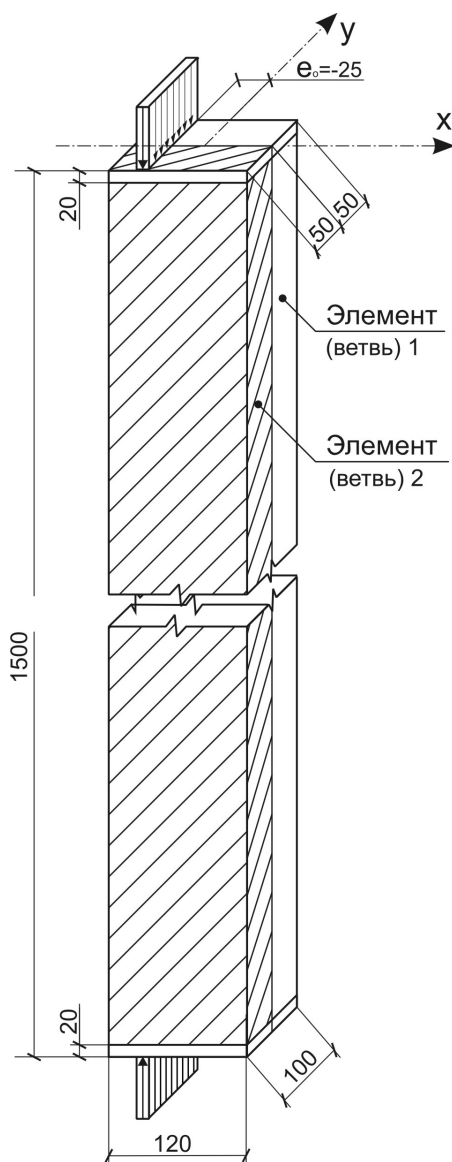


Рис. 2. Схемы испытаний опытных колонн серии К-II на внецентренное сжатие

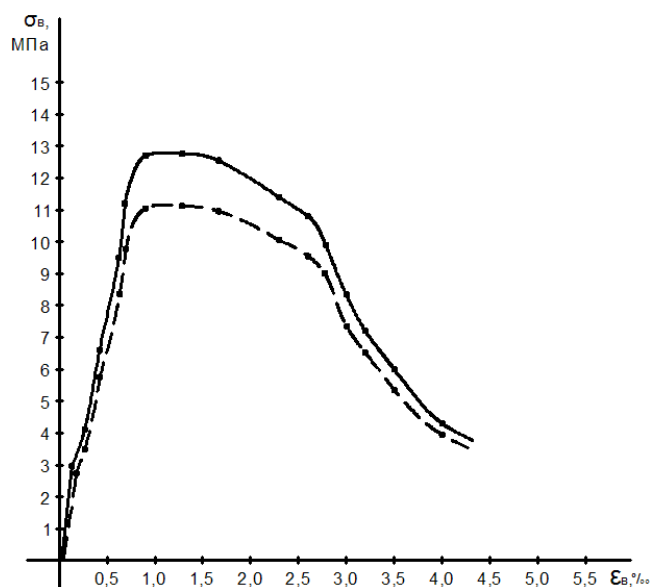


Рис. 3. Диаграмма  $\sigma_b - \epsilon_b$  для образца К-II-1

ветвь 1 —————  
ветвь 2 - - - - -

При сжатии с начальными эксцентриситетами на грани упругого ядра сечения разница между вычисленными и фактическими разрушающими усилиями достигает 20% с превышением опытных величин над расчетными величинами. Увеличение разницы между расчетными и фактическими разрушающими усилиями свидетельствует, по-видимому, о заметном несоответствии фактической и расчетной несущей способности внецентренно сжатых образцов, обусловленном особенностями их деформирования при наличии высокопрочной продольной арматуры, не нашедших отражение в упомянутом нормативном документе. Эти особенности по мере накопления опытных данных могут найти отражение в новых нормативных документах.

**Выводы.** Таким образом, можно по результатам проведенных испытаний сделать вывод о наличии неиспользованных нормативной методикой резервов к сопротивлению внецентренно сжатых стержней с высокопрочной продольной арматурой.

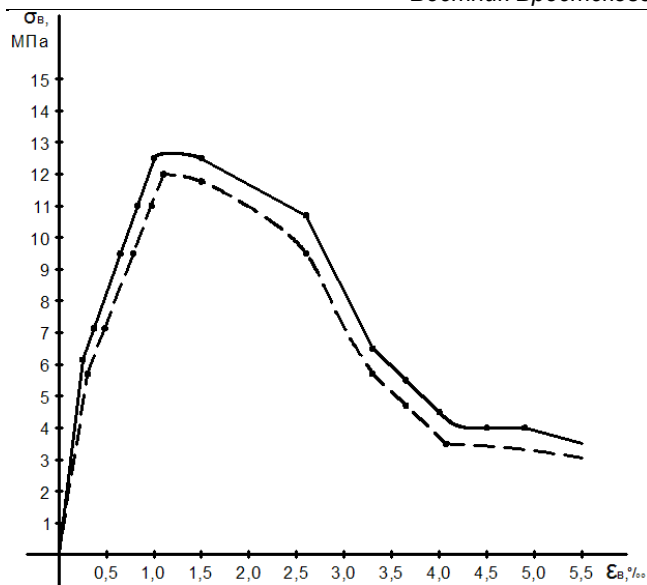


Рис. 4. Диаграмма  $\sigma_b$ - $\epsilon_b$  для образца К-II-7

ветвь 1 —————  
ветвь 2 - - - - -

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Узунова Л. В., Федоров А. В., Захаров В. Ф., Кратковременное и длительное сопротивление сжатию составных железобетонных стержней. Инновации в науке и образовании – 2004: международная научная конференция, посвященная 10-летию КГТУ – Калининград, 2005. – № 7. – с.130-134.

Материал поступил в редакцию 13.04.09

**UZUNOVA L.V. Bearing ability of the compressed compound concrete elements with the high-strength fixture**  
Efficiency of deformation model for bearing capacity evaluation of composite high-strength reinforced concrete bars.