

12. Еврокод 1. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-3:2009. – Часть 1-3: Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2009.
13. CEN/TC250 Background Document ECI:Part1: Basis of Design. 2nd draft, ECCS, 1996.
14. Тур, В.В. Обеспечение надежности строительных конструкций в свете требований европейских и национальных нормативных документов по проектированию / В.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сб. науч. статей. – Гродно: ГрГУ, 2010. – С. 480–497.
15. Надольский, В.В. Оценка требуемого (целевого) уровня надежности на основании предыдущего опыта нормирования / В.В. Надольский, Ю.С. Мартынов // Вестник ПГУ. – № 8. – Серия F: Строительство. Прикладные науки. – 2014.
16. Складнев, Н.Н. О методике определения коэффициента надежности по назначению / Н.Н. Складнев, А.А. Федяев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 2. – С. 3–6.
17. Беляев, Б.И. О выборе формулы для общего коэффициента надежности при вероятностном методе расчета / Б.И. Беляев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 1. – С. 10–13.

УДК 681.3: 634.04

Тур В.В., Семенюк О.С.

САМОНАПРЯЖЁННЫЕ БЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ, АРМИРОВАННЫЕ СТЕРЖНЯМИ ИЗ ПОЛИМЕРНОГО КОМПОЗИТА

Введение. Развитие технологий цементных бетонов в последнее десятилетие создало возможность получения так называемых бетонов с высокими эксплуатационными свойствами (англ. «High Performance Concrete»), но не избавило их от одного из главных недостатков – развития усадочных деформаций. Развитие во времени усадочных деформаций в комбинации с относительно низкой прочностью бетона на растяжение (бетон по-прежнему остаётся искусственным камнем) приводит к тому, что в железобетонных конструкциях существует опасность образования трещин различной протяжённости и ширины раскрытия ещё до приложения нагрузок, прогнозируемых при разработке проектов.

Появление усадочных трещин приводит к нарушению требований предельных состояний эксплуатационной пригодности, снижает долговечность конструкций зданий и сооружений. Это особенно ощутимо в условиях перехода к строительству конструктивных систем из монолитного железобетона взамен сборных. В статически неопределимых конструктивных системах температурно-усадочные деформации могут не только снижать эксплуатационные характеристики конструктивных элементов, но и генерировать в ряде случаев значительные по величине внутренние усилия. Температурно-усадочное трещинообразование в рамках традиционных подходов может быть ограничено или полностью исключено за счёт создания в элементах конструктивной системы предварительного напряжения (в случае монолитных конструкций – пост-напряжения). Однако механическое натяжение напрягающих элементов в построечных условиях является относительно трудоёмким процессом, требующим не только применения специальных механизмов и оборудования, но и персонала, имеющего высокую квалификацию. Особенно это ощутимо в тех случаях, когда необходимо получать невысокие уровни обжатия бетона в конструктивном элементе, по существу лишь компенсирующие температурно-усадочные напряжения. Так, например, при возведении плоских дисков пост-напряжённых перекрытий требуемая величина напряжений от обжатия напрягающими канатами должна составлять от $0,75 \text{ Н/мм}^2$ до $2,0 \text{ Н/мм}^2$.

Создание более высоких уровней обжатия в пост-напряжённых плоских плитах нерационально по ряду причин, включая необходимость установки дополнительно количества ненапрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном.

Применение напрягающего бетона при возведении железобетонных конструкций позволяет в ряде случаев не только компенсировать усадочные деформации, но и осуществить так называемый физико-механический способ предварительного напряжения конструкций [1].

Ещё в 1953 году известный французский исследователь И. Гийон в своей монографии [2] писал: «Если будет получено значительное расширение бетона, обеспечивающее надлежащее натяжение арматуры, несомненно мы получим совершенно новый способ предварительного напряжения балок».

Создание основ физико-химического способа предварительного напряжения железобетонных конструкций в основном стало возможным благодаря работам проф. В.В. Михайлова и его учеников. Историческая справка о развитии научных представлений и исследований в области расширяющихся цементов и бетонов на их основе представлена в монографии [3].

Необходимо отметить, что за годы, прошедшие с момента разработки базовых положений теории самоуплотнённого железобетона, некоторые из них вошли в противоречие с практикой и требуют корректировки. Это связано, очевидно, с тем, что на протяжении целого ряда лет практическое применение конструкций из напрягающего бетона опережало разработку теоретических положений. В некоторых случаях расчётные данные, полученные по эмпирическим зависимостям, внесённым в нормативные документы [4], не подтверждались результатами лабораторных испытаний и полевых измерений. Такая ситуация, безусловно, породила некоторое скептическое отношение как к собственно материалу, так и к методам расчёта конструкций.

Вместе с тем, в последние годы тема напрягающего бетона и самоуплотнённых конструкций приобретает новое развитие как в работах исследователей во всём мире, так и в практическом применении. Это связано главным образом с тем обстоятельством, что до настоящего времени не найдены эффективные средства для борьбы с усадкой. Особенно ярко проблема усадки обозначилась, в частности, при получении высокопрочных бетонов с низким водо-вяжущим отношением, самоуплотняющихся бетонов высокой подвижности.

В связи с этим в последние годы появляется целый ряд исследовательских работ (по данным поисковой системы «Google» количество ссылок по ключевым словам «self-stressed concrete» и «expansive concrete» в 2013 году по сравнению с 2000 годом возросло в 4,2 раза), главным образом китайских и японских исследователей, направленных на разработку композитных систем с применением напрягающего бетона (напрягающий бетон с объёмным фибровым армированием; напрягающий бетон как заполнение стальной оболочки и т.д.). В ряде работ [5] показано, что применение расширяющегося или напрягающего цемента – это единственная возможность избежать негативных последствий усадки (в частности, аутогенной усадки) при производстве высокопрочных самоуплотняющихся бетонов. Вместе с тем, следует обратить внимание на то обстоятельство, что целый ряд базовых положений, сформулированных проф. В.В. Михайловым, в цитируемых публикациях оказываются незаслуженно забытыми, а в некоторых случаях приоритеты присваиваются другим исследователям. Так, например, в публикации [5] утверждается, что энергетический подход в теории самоуплотнения был предложен в 1980 году Y. Tsuji, хотя все работы проф. В.В. Михайлова, начиная с 40-х годов прошлого столетия, базируются именно на этой гипотезе.

Необходимо отметить, что до настоящего времени практическое применение конструкций из напрягающего бетона (главным образом это конструкции плоских плит на основании, элементы трубопроводов, сжатые элементы, решённые по схеме «бетон в стальной оболочке-трубе») базируется на лабораторном подборе составов и моделировании на опытных образцах требуемых параметров самоупреждения.

Вместе с тем, в последние годы возобновились попытки разработки расчётных аналитических моделей для определения связанных деформаций расширения, по значению (величине) которых можно рассчитать реакцию в ограничивающей связи, а далее, из условий равновесия, и соответствующую величину самоупреждения.

Разработка расчётных методов определения величины самоупреждений, формирующихся при расширении напрягающего бетона в условиях ограничения свободных деформаций, является, несомненно, одной из важнейших задач теории самоупреженного железобетона. Учитывая сложность проблемы, обусловленную влиянием целого ряда факторов конструктивно-технологического характера, для расчёта величины самоупреждения к моменту стабилизации процесса расширения в национальной практике предложено использовать феноменологические зависимости, полученные на основании обработки результатов обширных исследований, выполненных главным образом в 70-80-е годы прошлого столетия под руководством проф. В.В. Михайлова. По результатам этих исследований для вычисления величины самоупреждения в бетоне σ_{CE} была предложена мультипликативная модель вида:

(1)

где $f_{CE,d}$ – марка напрягающего бетона по самоупреждению, определяемая согласно [4] при твердении и расширении бетона в стандартных условиях упругого ограничения, эквивалентного по жёсткости стальному стержню ($E_s = 200$ ГПа), площадь сечения которого составляет 1% от площади сечения бетонного элемента; k_t – эмпирические корректирующие коэффициенты, учитывающие отклонения от стандартных условий, при которых определена марка по самоупреждению и определяемые согласно [4].

Подробный анализ подходов, принятых при назначении корректирующих коэффициентов, представлен в нашей работе [6].

Следует обратить внимание на некоторые особенности предложенной мультипликативной модели.

Во-первых, в качестве основной базисной переменной, содержащейся в данной модели, является среднее значение самоупреждения, определяемое как марка напрягающего бетона по самоупреждению. Это связано главным образом с тем обстоятельством, что в ходе длительных дискуссий было принято решение о том, что величина деформации свободного расширения напрягающего бетона не может считаться нормируемым показателем, применяемым в расчётной модели. Такой подход базировался на утверждении ряда исследователей (например, проф. А.И. Панченко), что различные значения деформации свободного расширения напрягающего бетона могут соответствовать одной марке по самоупреждению.

Во-вторых, эмпирические зависимости для вычисления коэффициентов k_t (за исключением k_p) базируются на ограниченных выборках опытных данных и в ряде случаев не учитывают отношения параметров, выходящих за граничные значения опытов.

В условиях, когда по ряду технологических причин напрягающие цементы, а соответственно и бетоны, показывали нестабильность параметров расширения, подходы, основанные на нормировании марки по самоупругиванию, являлись отчасти оправданными. Однако в условиях, когда применялись конструкции с низкими коэффициентами армирования (например плоские плиты пола) и когда необходимо было определить суммарную величину деформации расширения и последующей усадки, предложенные зависимости давали очень существенные расхождения с практикой.

Построение аналитических зависимостей, описывающих процесс расширения и самоупругивания бетона в связанных условиях ограничения деформаций было затруднено в связи с отсутствием адекватных зависимостей, позволяющих описать поведение бетона под нагрузкой в раннем возрасте (начиная с 0,5 суток), в частности, выявить закономерности развития неупругих деформаций.

Кроме того, предложенная мультипликативная модель косвенно учитывала влияние влажности (через введение коэффициента k_0 , корректирующего расчёт с поправкой в зависимости от влажностного режима условий хранения), но не учитывала влияния температурного режима, наблюдавшегося в процессе хранения.

Новые данные, относящиеся к описанию физико-механических характеристик бетона в раннем возрасте, позволили возобновить попытки аналитического описания модели расширения напрягающего бетона. В основном это представлено в работах [5, 7].

Так, в работе [5] для определения величины самоупругивания в трубобетонном элементе (по схеме «бетон в трубе») предложено вычислять величину связанной деформации по формуле, связывающей её с величиной свободной деформации:

$$\varepsilon_s(t) = \alpha_f \cdot A(\alpha) \cdot [1 - \exp(-b_f \cdot B(\alpha) \cdot t)], \quad (2)$$

где: α_f и b_f – коэффициенты, зависящие от содержания цемента в бетонной смеси; α – коэффициент ограничения деформаций расширения напрягающего бетона, определяемый как отношение площади поперечного сечения стальной трубы к площади поперечного сечения заключённого в неё бетонного ядра; $A(\alpha)$ и $B(\alpha)$ – эмпирические коэффициенты, определяемые из соотношений $A(\alpha) = \alpha_f / \alpha$, $B(\alpha) = b_s / b_f$ (α и b_s – коэффициенты, связанные с коэффициентом α , когда общее количество цемента определено) по следующим формулам:

$$\begin{cases} A(\alpha) = -1,244\alpha + 0,363 \\ B(\alpha) = -0,437 \ln \alpha + 0,454 \end{cases} \quad \text{– для ограничения деформаций расширения, располо-$$

женного в продольном направлении и $\begin{cases} A(\alpha) = -2,147\alpha + 0,703 \\ B(\alpha) = -0,904 \ln \alpha - 0,975 \end{cases}$ – для ограничения деформаций расширения, расположенного в поперечном направлении.

В общем случае эффективная относительная деформация свободного расширения $\varepsilon_{\sigma}(t_{i+1/2})$ (в соответствии со схемами, показанными на рис. 1 и рис. 2, может быть записана в следующем виде:

$$\varepsilon_{\sigma}(t_{i+1/2}) = \varepsilon_s(t_{i+1/2}) + \varepsilon_e(t_{i+1/2}) + \varepsilon_c(t_{i+1/2}; t_0), \quad (3)$$

где $\varepsilon_s(t_{i+1/2})$, $\varepsilon_e(t_{i+1/2})$, $\varepsilon_c(t_{i+1/2}; t_0)$ – соответственно связанная относительная деформация в возрасте бетона $t_{i+1/2}$, упругая относительная деформация в возрасте бетона $t_{i+1/2}$ и неупругая относительная деформация от ползучести бетона, вы-

званная действием постоянного по величине напряжения, начавшего действовать с момента времени t_0 и до момента времени $t_{i+1/2}$, соответствующего возрасту бетона.

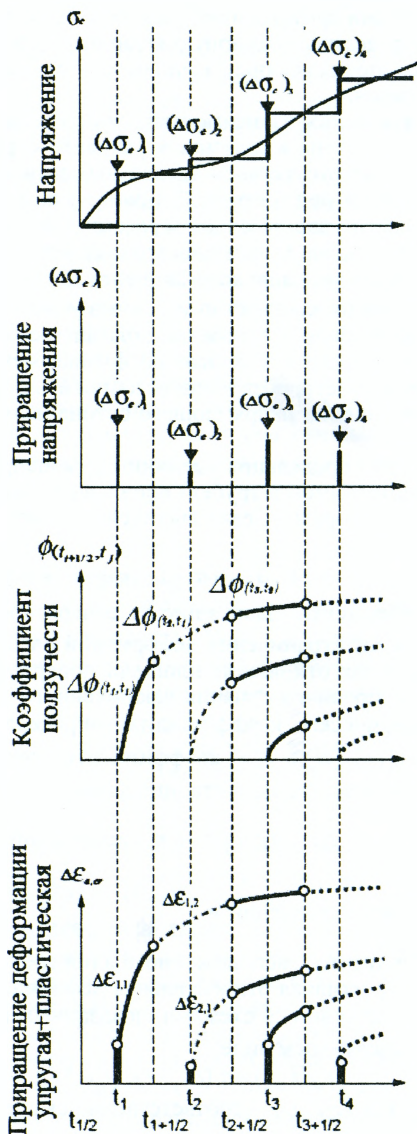


Рисунок 1 – Схема развития во времени приращений напряжения, коэффициента ползучести, относительной деформации [5]

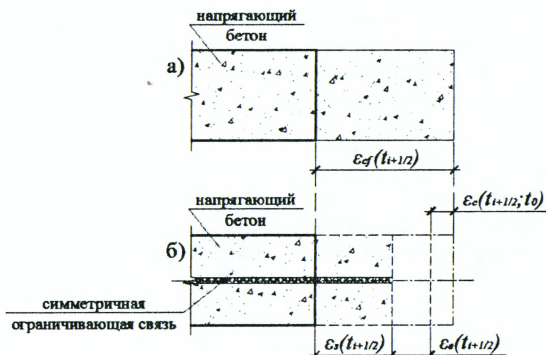


Рисунок 2 – Схема развития во времени деформаций расширения: (а) – развитие деформаций свободного расширения; б) – развитие деформаций связанного расширения

В соответствии с [7] сумму упругой и неупругой относительных деформаций $\varepsilon(t_{i+1/2}; t_{1/2})$ можно представить в виде:

$$\varepsilon(t_{i+1/2}; t_{1/2}) = \frac{\sigma(t_i)}{E_c(t_i)} \cdot (1 + E_c(t_i) \cdot C(t_{i+1/2}; t_{1/2})) + \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{\Delta\sigma(t_j)}{E_c(t_j)} (1 + E_c(t_j) \cdot C(t_{i+1/2}; t_j)) \right], \quad (4)$$

где $E_c(t_i)$ и $E_c(t_j)$ – модуль упругости бетона для моментов времени t_i и t_j соответственно; $\Delta\sigma(t_j)$ – приращение напряжений в бетоне на j -м временном интервале; $C(t_{i+1/2}; t_{1/2})$ и $C(t_{i+1/2}; t_j)$ – меры ползучести для моментов времени $t_{1/2}$ и t_j соответственно, соответствующих началу нагружения (появления собственных напряжений – самоупреждений).

Уравнение (4), связывающее напряжения и деформации согласно [5], может быть записано в традиционной для норм проектирования форме, пользуясь коэффициентом ползучести ϕ :

$$\varepsilon_{x,c}(t_{i+1/2}; t_{1/2}) = \sum_{j=1}^i \left[(\Delta\sigma_{x,c})_j \cdot J(t_{i+1/2}; t_j) \right] + \varepsilon_{\sigma}(t_{i+1/2}; t_{1/2}), \quad (5)$$

где: $t_{i+1/2}$ и t_i – конец и середина i -ого временного интервала соответственно; $\varepsilon(t_{i+1/2}; t_{1/2})$ – относительная деформация бетона по направлению ограничивающей связи в конце i -ого временного интервала; $(\Delta\sigma_{x,c})_j$ – прирост напряжения по направлению оси x на j -ом временном интервале; $J(t_{i+1/2}; t_j)$ – функция ползучести; $\varepsilon_{\sigma}(t_{i+1/2}; t_{1/2})$ – приращение свободной деформации расширения бетона на временном интервале от $t_{1/2}$ до $t_{i+1/2}$.

Функция ползучести определяется формулой:

$$J(t_{i+1/2}; t_j) = \frac{1}{E_c(t_j)} + \frac{\phi(t_{i+1/2}; t_j)}{E_{c,t28}}, \quad (6)$$

где $E_c(t_j)$ – модуль упругости бетона в модифицированном возрасте, соответствующем реальному возрасту бетона t_j ; $E_{c,t28}$ – модуль упругости бетона, соответствующий 28-ми суткам реального возраста бетона; $\phi(t_{i+1/2}; t_j)$ – коэффициент ползучести в момент времени $t_{i+1/2}$, вызванный действием постоянного по величине напряжения, приложенного в момент времени t_j .

Модифицированный возраст бетона t_i , соответствующий t суткам реального возраста бетона, скорректированный с учётом влияния температурного режима, наблюдаемого на стадии твердения и расширения напрягающего бетона (в раннем возрасте бетона – до 28-ми суток), определяется согласно [5] по формуле:

$$t_i = \sum_{j=1}^n \Delta t_j e^{\frac{13,65 - 4000}{273 + T(\Delta t_j)/T_0}}, \quad (7)$$

где Δt_j – количество суток (дней) с температурой T (°C); $T_0 = 1^\circ\text{C}$.

В соответствии с [8] развитие модуля упругости любого вида бетона во времени $E_c(t)$ в первом приближении можно задать при помощи функции его модифицированного возраста:

$$E_c(t) = E_{c,t_{28}} \cdot e^{s \left(1 - \left(\frac{t_{m,28} - t}{t_i - a} \right)^a \right)}, \quad (8)$$

где t – реальный возраст бетона; s – эмпирический коэффициент, учитывающий тип цемента и принимаемый равным в соответствии с [8]; a – эмпирический коэффициент, принимаемый равным в соответствии с [8]; $t_{m,28}$ – модифицированный возраст бетона, соответствующий 28-ми суткам реального возраста бетона и определяемый по формуле (7); t_i – модифицированный возраст бетона, соответствующий t суткам реального возраста бетона, для которого рассчитывается модуль упругости бетона и определяемый по формуле (7).

В работе [5] авторами предложено коэффициент ползучести рассчитывать по следующей формуле, принятой в [9] и модифицированной с учётом раннего возраста бетона:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3}, \quad (9)$$

где ϕ_0 – базовый коэффициент ползучести, определяемый по выражению:

$$\phi_0 = 5,31 \left(\frac{E_c(t_0)}{E_{c,t_{28}}} - 1,0 \right)^2 + 1,11 \quad (E_c(t_0) - \text{модуль упругости напрягающего бетона,}$$

который определяется по формуле (8) и соответствует модифицированному возрасту бетона t_0 , к моменту наступления которого начинает действовать постоянное по величине напряжение); t – модифицированный возраст бетона, который определяется по формуле (7) и соответствует реальному возрасту бетона к моменту определения данного коэффициента ползучести от действия постоянного по величине напряжения; t_0 – модифицированный возраст бетона, который определяется по формуле (7) и соответствует реальному возрасту бетона к началу действия постоянного по величине напряжения; β_H – коэффициент, характеризующий влияние возраста бетона (его жесткостных характеристик) к моменту начала действия постоянного по величине напряжения на интенсивность развития ползучести бетона: $\beta_H = 0,000001$, если

$$0 \leq \frac{E_c(t)}{E_{c,t_{28}}} < 0,346 \quad \text{и} \quad \beta_H = 40,5 \cdot \left(\frac{E_c(t)}{E_{c,t_{28}}} - 0,346 \right) + 0,485, \quad \text{если} \quad 0,346 \leq \frac{E_c(t)}{E_{c,t_{28}}} < 1,0 \quad (E_c(t) -$$

модуль упругости напрягающего бетона, который определяется по формуле (8) и соответствует модифицированному возрасту бетона t).

Очевидно, что приращение относительных деформаций за i -е сутки можно записать в следующем виде:

$$\begin{aligned}
(\Delta \varepsilon_{x,c})_i &= \varepsilon_x(t_{i+1/2}; t_{i/2}) - \varepsilon_x(t_{(i-1)+1/2}; t_{i/2}) = \\
&= (\Delta \sigma_{x,c})_i \cdot J(t_{i+1/2}; t_i) + \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta \sigma_{x,c})_j \cdot \frac{\Delta \phi(t_j; t_j)}{E_{c,t28}} \right] + (\Delta \varepsilon_{cf})_i, \quad (10)
\end{aligned}$$

$$\Delta \phi(t_i; t_j) = \phi(t_{i+1/2}; t_j) - \phi(t_{(i-1)+1/2}; t_j), \quad (11)$$

где $(\Delta \varepsilon_{x,c})_i$ – приращение связанных относительных деформаций по оси x (по направлению ограничивающей связи) на i -м временном интервале; $(\Delta \varepsilon_{cf})_i$ – приращение свободных относительных деформаций напрягающего бетона на i -м временном интервале.

В соответствии с [5] из уравнения (10) при известных приращениях напряжений и приращениях связанных относительных деформаций с момента начала расширения напрягающего бетона и вплоть до $(i-1)$ -го временного интервала включительно, а также при известных приращениях свободных относительных деформаций с момента начала расширения напрягающего бетона и вплоть до i -го временного интервала включительно и при предварительно определенном приращении связанной относительной деформации $(\Delta \varepsilon_{x,c})_i$ на i -м временном интервале, приращение напряжения $(\Delta \sigma_{x,c})_i$ на i -ом временном интервале может быть получено в виде:

$$(\Delta \sigma_{x,c})_i = \frac{E_c(t_i)}{1 + \frac{E_c(t_i)}{E_{c,t28}} \cdot \phi(t_{i+1/2}; t_i)} \cdot \left\{ (\Delta \varepsilon_{x,c})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta \sigma_{x,c})_j}{E_{c,t28}} \cdot (\Delta \phi(t_j; t_j)) \right] - (\Delta \varepsilon_{cf})_i \right\}. \quad (12)$$

Следовательно, напряжения на i -м временном интервале $\sigma_{x,c}(t_i)$ могут быть рассчитаны как:

$$\sigma_{x,c}(t_i) = \sigma_{x,c}(t_{i-1}) + (\Delta \sigma_{x,c})_i. \quad (13)$$

Опираясь на принцип суперпозиции для относительных деформаций и принимая во внимание изотропные свойства материалов, уравнение (12) приводит к следующему выражению, учитывающему эффект объёмного расширения:

$$\{\Delta \sigma_c\}_i = [D_c]_i \left\{ \{\Delta \varepsilon_c\}_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta \sigma_c)_j}{[D_{c,28}]} \cdot (\Delta \phi(t_j; t_j)) \right] - \{\Delta \varepsilon_{cf}\}_i \right\}, \quad (14)$$

где $\{\Delta \sigma_c\}_i$ – вектор приращения напряжений на i -м временном интервале; $\{\Delta \varepsilon_c\}_i$ – вектор приращения относительных деформаций на i -м временном интервале; $[D_c]_i$ – матрица жесткостей бетона на i -м временном интервале; $[D_{c,28}]$ – матрица жесткостей бетона возрасте 28-ми суток, скорректированная с учётом модифицированного возраста бетона (т.е. с учётом температурного режима, наблюдавшегося в процессе расширения и твердения напрягающего бетона).

Рассматривая случай бетонной балки с ограничением в виде стального стержня и принимая допущение о том, что при обеспеченной анкеровке арматуры приращение относительной деформации ограничивающей связи $(\Delta \varepsilon_{x,r})_i$ равно приращению относительной деформации окружающего бетона $(\Delta \varepsilon_{x,c})_i$, то приращение напряжений на i -м временном интервале можно записать через реакцию в ограничивающей связи (для случая симметричного армирования):

$$(\Delta \sigma_{x,c})_i = (\Delta \varepsilon_{x,c})_i \cdot E_r \cdot \rho_{l,x}, \quad (15)$$

где E_r – модуль упругости ограничивающей деформации расширения бетона связи; $\rho_{l,x}$ – коэффициент продольного армирования бетонного сечения ограничивающими связями.

Тогда уравнение (12) можно представить в виде:

$$(\Delta \varepsilon_{x,c})_i \cdot E_r \cdot \rho_{l,x} = \frac{E_c(t_i)}{1 + \frac{E_c(t_i)}{E_{c,d28}} \cdot \phi(t_{i+1/2}; t_i)} \cdot \left\{ (\Delta \varepsilon_{x,c})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta \sigma_{x,c})_j}{E_{c,d28}} \cdot (\Delta \phi(t_i; t_j)) \right] - (\Delta \varepsilon_{of})_i \right\}. \quad (16)$$

Уравнение (16) решается относительно $(\Delta \varepsilon_{x,c})_i$.

Обозначив $D = \frac{E_c(t_i)}{\left(1 + \frac{E_c(t_i)}{E_{c,d28}} \cdot \phi(t_{i+1/2}; t_i)\right) \cdot E_r \cdot \rho_{l,x}}$, уравнение (16) получает вид:

$$(\Delta \varepsilon_{x,c})_i = D \cdot \left\{ (\Delta \varepsilon_{x,c})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta \sigma_{x,c})_j}{E_{c,d28}} \cdot (\Delta \phi(t_i; t_j)) \right] - (\Delta \varepsilon_{of})_i \right\}. \quad (17)$$

Из уравнения (16) следует, что связанная относительная деформация (деформация ограничивающей связи) может быть определена по следующей формуле:

$$(\Delta \varepsilon_{x,c})_i = \frac{D \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta \sigma_{x,c})_j}{E_{c,d28}} \cdot (\Delta \phi(t_i; t_j)) \right] + (\Delta \varepsilon_{of})_i \right\}}{D - 1}. \quad (18)$$

Экспериментальные исследования. С целью проверки предложенных теоретических подходов к оцениванию величины самонапряжения в элементах из напрягающего бетона, армированных стержнями из полимерных композитов, были выполнены специальные постановочные лабораторные исследования на образцах-призмах квадратного поперечного сечения размером 100x100 мм, армированных отдельными стержнями. Переменными параметрами в испытаниях являлись: степень ограничения стеклопластиковой арматурой, моделируемая продольной осевой жёсткостью ограничивающей связи.

Программа экспериментальных исследований опытных образцов-призм серии I представлена в табл. 1, а схема опытных образцов-призм серии I представлена на рис. 3.

Таблица 1 – Программа экспериментальных исследований опытных образцов-призм серии I

Серия образцов	Обозначение образцов-призм	Армирование		
		Площадь армирования сечения $A_{f(s)}$, мм ²	Коэффициент армирования сечения стеклопластиковым стержнями $\rho_{f(s)}$, %	Эквивалентный коэффициент армирования сечения в пересчёте на стальную арматуру ρ_{Leff} , %
Серия I	ПНБК-1	Свободный образец из напрягающего бетона, выполненный без ограничивающей деформации свободного расширения связи		
	ПНБК-2	$\frac{28.26}{106}$	0.283	0.078
	ПНБК-3	$\frac{153.86}{1014}$	1.563	0.430

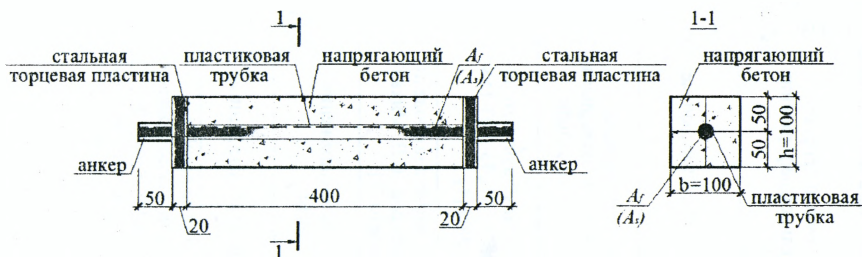


Рисунок 3 – Схема опытных образцов-призм серии I

В качестве инертных заполнителей для напрягающего бетона использовали гранитный щебень фракции 5-10 мм и песок с модулем крупности 3,4. Водоцементное отношение было назначено постоянным и равным $W/C=0,4$. Состав бетонной смеси на 1 м^3 напрягающего бетона в сухом состоянии был подобран исходя из условия «рациональной упаковки» бетонной смеси: НЦ – 500 кг; щебень – 960 кг; песок – 750 кг. Для достижения требуемой удобоукладываемости применяли гиперпластификатор на поликарбоксилатной основе в количестве 0,5% от массы цемента.

Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона, использованного при изготовлении опытных призм, определяли по методике, описанной в СТБ 2101-2010 [10]. Для полученного напрягающего бетона среднее значение самонапряжения в стандартных силовых кондукторах $0,86 \text{ Н/мм}^2$, а средняя призмечная прочность на сжатие образцов, твердевших в свободном состоянии, составила $36,3 \text{ Н/мм}^2$.

Для ограничения деформаций расширения напрягающих бетона образцов-призм серии I использовали композитную стеклопластиковую арматуру диаметром 6 и 14 мм (кратковременная прочность при растяжении 1300 Н/мм^2 , модуль упругости $E_{f(s)}=55000 \text{ Н/мм}^2$).

Изготовленные в соответствии с принятой программой эксперимента опытные образцы-призмы до проведения статических испытаний на стадии расширения напрягающего бетона хранили в воде.

Результаты испытаний опытных образцов-призм. Как было показано ранее, образцы-призмы серии I были изготовлены с различными коэффициентами армирования стеклопластиковыми стержнями. С целью проверки сходимости результатов расчёта связанных относительных деформаций и величин самонапряжения, рассчитанных в соответствии с положениями предложенной аналитической модели с экспериментальными данными, были построены графики, показывающие кинетику развития во времени связанных относительных деформаций и величин самонапряжения опытных образцов-призм серии I в условиях водного хранения, которые представлены на рис. 4 и на рис. 5. На данных графиках также сопоставлены результаты расчёта связанных относительных деформаций и величин самонапряжения в соответствии с положениями предложенной аналитической модели с результатами расчёта перечисленных выше величин в соответствии с методикой, описанной ТКП 45-5.03-158-2009 [4], а также в соответствии с моделью, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]. Сводные результаты анализа на стадии расширения образцов-призм серии I представлены в табл. 2.

Таблица 2 – Сводные результаты анализа на стадии расширения образцов-призм серии I

Посуточный прирост относительной деформации	Экспериментальные данные	Результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели	Результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]	Результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]	Величина самонапряжения, МПа	Экспериментальные данные	Результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели	Результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]	Результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]
Образец-призма, симметрично армированный стеклопластиковым стержнем Ø6 мм									
$(\Delta \varepsilon_{свз1})_{1с\text{ум}}$	0,000242	0,000246	0,000965	–	$(\sigma)_{1с\text{ум}}$	0,038	0,038	0,150	0,136
$(\Delta \varepsilon_{свз2})_{2с\text{ум}}$	0,000207	0,000215	0,000435	–	$(\sigma)_{2с\text{ум}}$	0,070	0,072	0,204	0,186
$(\Delta \varepsilon_{свз3})_{3с\text{ум}}$	0,000382	0,000379	0,000350	–	$(\sigma)_{3с\text{ум}}$	0,129	0,131	0,272	0,210
$(\Delta \varepsilon_{свз4})_{4с\text{ум}}$	0,000305	0,000347	0,000440	–	$(\sigma)_{4с\text{ум}}$	0,177	0,185	0,341	0,257
$(\Delta \varepsilon_{свз5})_{5с\text{ум}}$	0,000140	0,000138	0,000440	–	$(\sigma)_{5с\text{ум}}$	0,199	0,206	0,409	0,314
$(\Delta \varepsilon_{свз6})_{6с\text{ум}}$	0	0	0	–	$(\sigma)_{6с\text{ум}}$	0,199	0,206	0,409	0,314
Образец-призма, симметрично армированный стеклопластиковым стержнем Ø14 мм									
$(\Delta \varepsilon_{свз1})_{1с\text{ум}}$	0,000187	0,000227	0,000334	–	$(\sigma)_{1с\text{ум}}$	0,158	0,192	0,283	0,145
$(\Delta \varepsilon_{свз2})_{2с\text{ум}}$	0,000204	0,000204	0,000152	–	$(\sigma)_{2с\text{ум}}$	0,331	0,365	0,412	0,192
$(\Delta \varepsilon_{свз3})_{3с\text{ум}}$	0,000349	0,000363	0,000121	–	$(\sigma)_{3с\text{ум}}$	0,627	0,673	0,514	0,216
$(\Delta \varepsilon_{свз4})_{4с\text{ум}}$	0,000332	0,000333	0,000152	–	$(\sigma)_{4с\text{ум}}$	0,908	0,955	0,643	0,261
$(\Delta \varepsilon_{свз5})_{5с\text{ум}}$	0,000115	0,000131	0,000152	–	$(\sigma)_{5с\text{ум}}$	1,005	1,065	0,772	0,320
$(\Delta \varepsilon_{свз6})_{6с\text{ум}}$	0	0	0	–	$(\sigma)_{6с\text{ум}}$	1,005	1,065	0,772	0,320

Из результатов сравнения экспериментальных и расчётных данных видно, что их наибольшее совпадение как для образца-призмы симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø6 мм, так и для образца-призмы симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø14 мм, наблюдается в случае расчёта как связанных относительных деформаций, так и величин самонапряжения в соответствии с положениями аналитической модели (максимальная погрешность расчёта составляет 22%, минимальная – 0%), погрешность расчёта величины самонапряжения к моменту стабилизации процесса расширения составила 6%. Что касается расчётных данных, полученных с использованием методики, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4], и модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3], то в этих случаях погрешность расчёта величины самонапряжения к моменту стабилизации процесса расширения составила 106% (для образца-призмы, симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø6 мм) и 68% (для образца-призмы, симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø14 мм) соответственно.

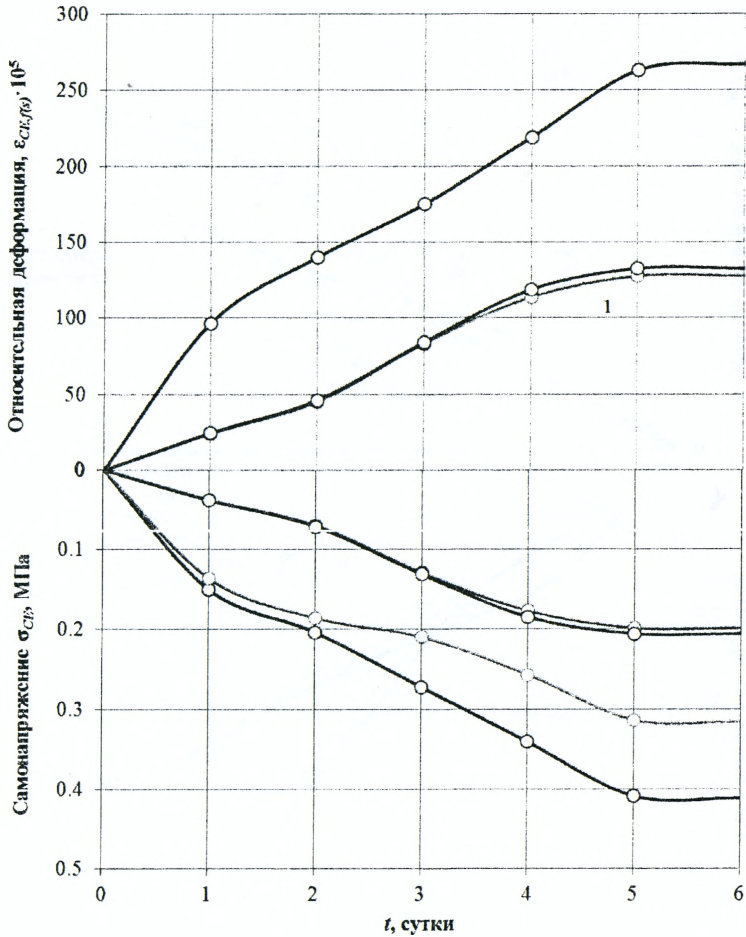


Рисунок 4 – Кинетика развития во времени связанных относительных деформаций (1 – экспериментальные данные; 2 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 3 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]) и величин самонапряжения (4 – экспериментальные данные; 5 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 6 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]; 7 – результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]) опытного образца-призмы серии I в условиях водного хранения, симметрично армированного стеклопластиковым тержем $\varnothing 6$ мм

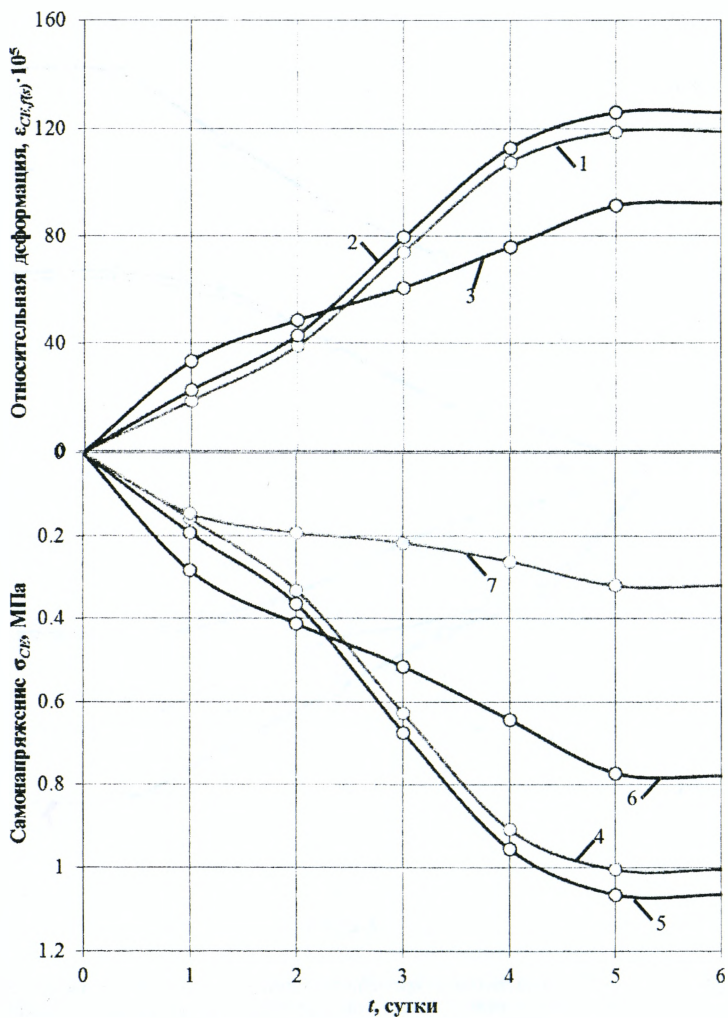


Рисунок 5 – Кинетика развития во времени связанных относительных деформаций (1 – экспериментальные данные; 2 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 3 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]) и величин самонапряжения (4 – экспериментальные данные; 5 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 6 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]; 7 – результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]) опытного образца-призмы серии I в условиях водного хранения, симметрично армированного стеклопластиковым тержисм Ø14 мм

Выводы. Таким образом, для определения величины связанной деформации при расширении напрягающего бетона необходимо иметь:

1. Адекватные аналитические зависимости, описывающие развитие собственных эффективных относительных деформаций свободного расширения во времени для бетонов с различной маркой по самоупрочению, определяемой в стандартных условиях.

2. Аналитические зависимости для определения коэффициентов ползучести напрягающего бетона в раннем возрасте (до 28-ми суток реального возраста), установленном с учётом влияния температурно-влажностного режима окружающей среды (т.е. с учётом влияния условий хранения на стадии твердения и расширения напрягающего бетона).

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона: монография / В.В. Тур. – Брест: изд. БрПИ, 1998. – 246 с.
2. Предварительно напряжённые железобетонные конструкции: монография / И. Гийон – М.: Стройиздат, 1958. – 498 с.
3. Расширяющийся и напрягающий цементы и самоупрочённые железобетонные конструкции: монография / В.В. Михайлов, С.Л. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 389 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего бетона: ТКП 45-5.03-158-2009 / Министерство архитектуры и строительства РБ. – Мн.: Минстройархитектуры, 2010. – 28 с.
5. Early Age Deformation and Resultant Induced Stress in Expansive High Strength Concrete / I. Hidetoshi [et al.]. – Journal of Advanced Concrete Technology, 2004. – Vol. 2, №2. –155-174 p.
6. Применение базальтопластиковой арматуры при изготовлении самоупрочённых конструкций / В.В. Тур, О.С. Семенюк. – Вестник Брестского государственного технического университета, 2013. – № 1(79): Строительство и архитектура. – С. 99–103 с.
7. Expansive Performance of Self-stressing and Self-compacting Concrete confined with Steel Tube / X. Lei [et al.]. – Journal of Wuhan University of Technology-Mater, 2007. – P. 341–345.
8. JCI: Autogenous Shrinkage of Concrete / E. Tazawa [et al.]. – London, 1999. – 31 p.
9. Design of Concrete Structure. General Rules and Rules for Building: EN 1992-1: 2001 (Eurocode 2) / Brussel: European Committee for Standardization, Introduced October 2001. – 230 p.
10. Бетоны напрягающие. Технические условия: СТБ 2101-2010. – Введ. 28.07.2010. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2010. – 19 с.

УДК 624.011

Фурсов В.В., Бидаков А.Н.

ВЛИЯНИЕ РАЗМЕРОВ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ НА ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Изучение механических и в первую очередь прочностных характеристик древесины показывает существование значительного разброса их величин. Подобный разброс зависит от конкретных факторов, влияющих на механические свойства, и характерен даже для стали, хотя последняя и рассматривается как однородный и изотропный материал. Очевидно, что при наличии неоднородностей, характерных для древесины, распределение в ней напряжений от приложенной внешней нагрузки будет таким же неравномерным, как и распределение прочностей. Более того, эта неравномерность должна сопровождаться значительным усложнением картины напряженного состояния при дополнительном наложении местных градиентов напряжений, возникающих при узловых сопряжениях, и наличия концентраторов. Для описания дисперсной среды как таковой, необходимо оценить характеристики в пределах различных ее объе-