



АС'05



АРХИТЕКТУРА И СТРОИТЕЛЬСТВО – 2005

ARCHITEKTUR UND BAUWESEN – 2005

I Международный научно-практический семинар I Internationales wissenschaftlich-praktisches Seminar

САМОНАПРЯЖЕННЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОН – ИССЛЕДОВАНИЯ, ОПЫТ И ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ

Тур В.В.¹

ВВЕДЕНИЕ

Несмотря на то, что портландцементный бетон является одним из наиболее универсальных конструктивных материалов и имеет широкое применение в строительстве, он не лишен недостатков. Развитие технологий цементных бетонов в последние десятилетия привело к получению т.н. высококачественных бетонов (High Performance Concrete), но не избавило их от главного недостатка – усадки. Развитие усадочных напряжений в комбинации с относительно невысокой прочностью бетона на растяжение (бетон является искусственным камнем), приводит к тому, что в железобетонных конструкциях могут быть обнаружены трещины различной протяженности и ширины раскрытия еще до приложения эксплуатационных нагрузок.

Появление усадочных трещин приводит к снижению долговечности и эксплуатационной надежности конструкций зданий и сооружений. Температурно-усадочное трещинообразование может быть исключено при применении предварительного напряжения арматуры. Однако, механическое предварительное напряжение арматуры, особенно в построечных условиях, является достаточно трудоемким процессом, требующим применения специальных механизмов и приспособлений, а также высокой культуры производства. Особенно это ощутимо, когда необходимо получить невысокие уровни обжатия бетона в конструкции, компенсирующие температурно-усадочные напряжения.

Применение напрягающего бетона при возведении железобетонных конструкций позволяет в ряде случаев не только компенсировать усадочные деформации, но и получить т.н. физико-химический способ предварительного напряжения конструкции [2, 8].

Еще в 1953 году известный французский исследователь И. Гийон в своей монографии [10] писал: "Если будет достигнуто значительное расширение бетона, обеспечивающее надлежащее натяжение арматуры, несомненно, мы получим совершенно новый способ предварительного напряжения балок".

Создание нового физико-химического способа предварительного напряжения железобетонных конструкций стало возможным благодаря работам проф. В.В. Михайлова и сотрудников его лаборатории. Историческая справка о развитии научных представлений и ис-

¹ Тур Виктор Владимирович, доктор технических наук, профессор, Брестский государственный технический университет (БГТУ)

² По данным проф. Р. Monteiro ежегодное производство бетона составляет в среднем 0,5 м³ на каждого жителя планеты.

следований в области расширяющихся и напрягающих цементов и бетонов на их основе содержится в монографиях [8, 9].

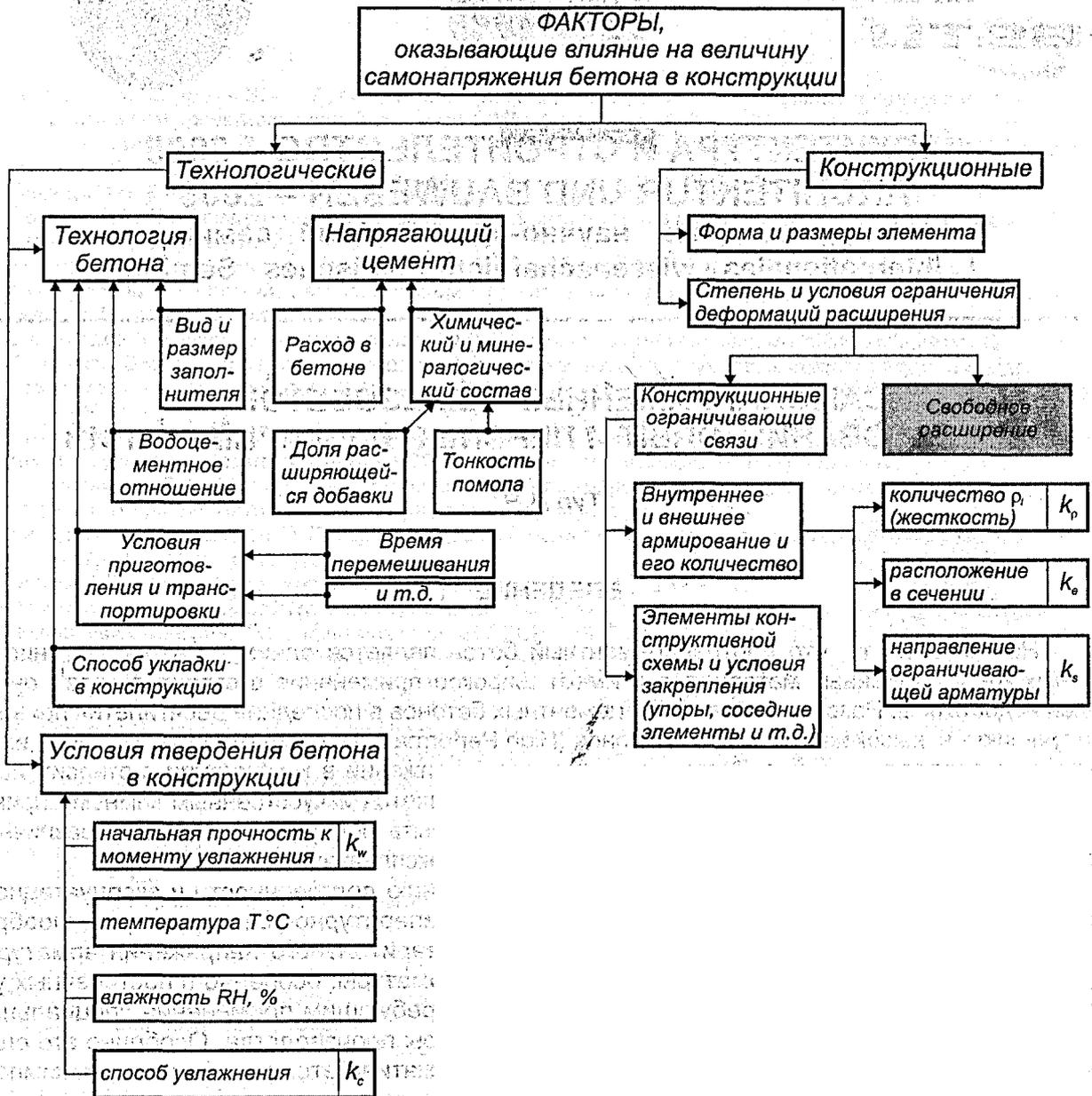


Рисунок 1 – Факторы, оказывающие влияние на величину связанных деформаций и самоупреждений в конструкциях из напрягающего бетона

Необходимо отметить, что за годы, прошедшие с момента разработки базовых положений теории самоупреженного железобетона, многие из них устарели и требуют корректировки. Это связано с тем, что практическое применение конструкций из напрягающего бетона в теории целого ряда лет опережало разработку теоретических положений. В некоторых случаях расчетные данные, полученные по эмпирическим зависимостям, установленным на начальных этапах освоения нового материала, вошли в противоречие с результатами, полученными при их практическом применении. Это еще раз подчеркивает то обстоятельство, что некоторые из базовых зависимостей не являются универсальными. Следует отметить, что практическое применение напрягающих бетонов в Америке, Европе, Китае до настоящего времени базируется на лабораторном подборе составов и моделировании на опытных образцах необходимых параметров расширения.

1. К ПОСТРОЕНИЮ ОБОБЩЕННОЙ МОДЕЛИ ДЛЯ РАСЧЕТА СОБСТВЕННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ И САМОНАПРЯЖЕНИЙ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА

Разработка расчетных методов определения величины собственных напряжений (самонапряжений), формирующихся при расширении напрягающего бетона в конструкции, является, несомненно, одной из важнейших задач теории самонапряженного железобетона. Учитывая сложность проблемы, обусловленную влиянием целого ряда факторов конструктивно-технологического характера (см. рис. 1); для расчета величины самонапряжения к моменту стабилизации процесса расширения предложено использовать феноменологические зависимости, полученные на основании обработки результатов обширных исследований [2-4; 7, 8], выполненных, главным образом, в 70-80-е годы прошлого столетия под руководством проф. В.В. Михайлова. Так, для расчета самонапряжений в бетоне конструкций в соответствии с результатами, приведенными в работах [3, 8], была предложена мультипликативная модель вида:

$$\sigma_{CE} = f_{CE,d} \prod_{i=1}^n k_i \quad (1)$$

где $f_{CE,d}$ – марка напрягающего бетона по самонапряжению, определяемая согласно [13] при расширении напрягающего бетона в стандартных условиях упругого ограничения, эквивалентного по жесткости стальному стержню ($E_s = 20 \cdot 10^4$ Н/мм²), площадь сечения которого составляет $\rho_l = 1$ % от площади сечения бетонного элемента; k_i – корректирующие коэффициенты, учитывающие отклонения от стандартных условий [13], при которых определена марка по самонапряжению.

Необходимо отметить, что марка по самонапряжению в соответствии с концепцией, принятой в [13], является, по существу, некоторым предельным значением сжимающих напряжений (самонапряжений), развивающихся в базовом образце из напрягающего бетона определенного состава, твердеющего в стандартных условиях.

Представленная мультипликативная модель (1) получила наибольшее развитие для железобетонных элементов из напрягающего бетона, в которых основным ограничением деформаций расширения является связанная с бетоном арматура. Для элементов, преднапряжение которых осуществляется т.н. физико-химическим способом, величину самонапряжений предложено определять по формуле:

$$\sigma_{CE} = f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s \cdot k_e \quad (2)$$

где k_p – коэффициент, учитывающий влияние жесткости ограничивающих связей (арматуры), выражаемый через коэффициент армирования сечения ρ_l и определяемый для условий одноосного ограничения согласно [13] по формуле:

$$k_p = \sqrt{\frac{1,57 \cdot \rho_l}{0,0057 + \rho_l}} \quad (3)$$

k_e – коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета ограничивающей связи e_s и определяемый согласно [13] по формуле:

$$k_e = 1 - \gamma \frac{e_s}{d} \quad (4)$$

k_s – коэффициент, учитывающий положение ограничивающих связей ($k_s = 1,0$ – для одноосного ограничения).

Предложенная мультипликативная модель (2) базируется на гипотезе равномерного распределения самонапряжений по сечению бетонного элемента. В соответствии с этой гипотезой [2, 3, 8] отклонение ограничивающих связей (арматуры) от центра тяжести бетонного сечения приводит к уменьшению самонапряжения, равномерно распределенного по сечению, что регулируется коэффициентом k_e в формуле (4). Такой подход, зачастую, входит в противоречие с результатами опытов и в ряде расчетных ситуаций является неприменимым.

Это особенно ощутимо для железобетонных самонапряженных элементов, имеющих резко несимметричное армирование (например, ограничивающая арматура сосредоточена

только у одной грани сечения). Экспериментами [1, 5, 12] установлено, что в односторонне армированных элементах наблюдаются значительные выгибы и даже появление трещин нормального отрыва на неармированной грани сечения.

Гипотеза о равномерном распределении самонапряжений по сечению впервые была подвергнута критике в работах доц. В.Д. Будюка [5]. Дальнейшие исследования, выполненные проф. В.В. Туром и доц. В.С. Басовым [1], позволили получить зависимость для оценки влияния эксцентриситета ограничивающей связи e_s . Полученная зависимость в целом соответствовала той, что была рекомендована Л.И. Будагянцем и внесена в нормативный документ [13] (см. ф. (4)). Вместе с тем, опираясь на результаты проведенных исследований, была выправлена методическая ошибка, содержащаяся в работах [2, 3, 8, 13]. Величину связных деформаций напрягающего бетона в условиях арматурного ограничения, согласно [1], было предложено определять по формуле:

$$\varepsilon_{s,CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p}{\rho_l \cdot E_s} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right]. \quad (5)$$

Учитывая, что на стадии расширения все усилия, действующие в сечении, относятся к категории внутренних и взаимно уравновешены, можно записать:

$$P_{0,CE} = \varepsilon_{s,CE} \cdot E_s \cdot A_{sp} = f_{CE,d} \cdot k_p \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right] \cdot A_{CE}. \quad (6)$$

Несложно заметить, что произведение $f_{CE,d} \cdot k_p \cdot A_{CE}$ в формуле (6) представляет собой равнодействующую обжатия сечения в предположении равномерного распределения самонапряжения (при т.н. центральном положении ограничивающей связи), а выражение в скобках – соответствует понижающему коэффициенту k_e в ф. (2). В этом случае коэффициент k_e в записи, аналогичной [2, 3, 13], приобретает несколько иной смысл. Этот коэффициент учитывает изменение величины усилия (реакции) ограничивающей связи при ее расположении с эксцентриситетом относительно центра тяжести бетонного сечения. При этом обжимающее усилие $P_{0,CE}$ приложено с эксцентриситетом e_s , подобно тому, как это имеет место в традиционных предварительно напряженных конструкциях. Кроме того, в работах [1, 9] были получены функциональные зависимости, позволяющие рассчитать величину градиента связанных деформаций бетона на стадии расширения. Полученные зависимости в рамках усовершенствованной расчетной модели, подробно изложенной в наших работах [1, 9], позволили решить целый ряд проектных задач прикладного характера.

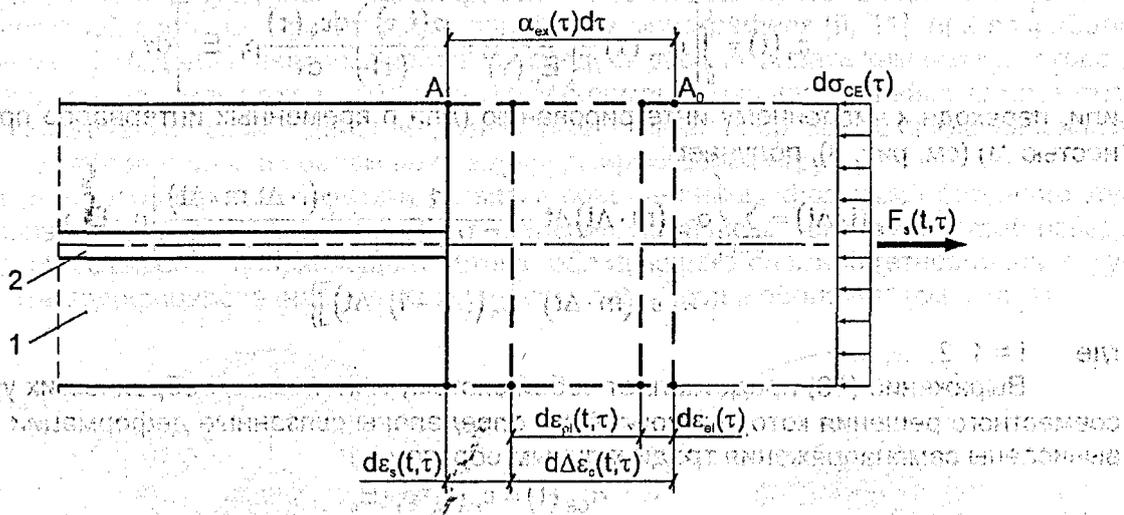
Вместе с тем, применение представленной мультипликативной расчетной модели при выполнении практических расчетов показало, что в ряде случаев результат получается неадекватным, а в некоторых ситуациях зависимости, полученные для стальной арматуры ограничения, трудно применимы без корректировки для других видов ограничения. Особенно это ощутимо при граничных условиях задачи: когда жесткость ограничения либо стремится к нулю (практически свободное расширение), либо к бесконечности (ограничение в виде, например, соседних конструктивных элементов большой жесткости). Так, при расчете самонапряжения составных сечений сборно-монолитных конструкций для решения задачи по определению исходного напряженно-деформированного состояния потребовалось введение т.н. гипотезы "условного армирования" [9, 11].

При анализе коэффициентов k_i , входящих в формулу (2), применяемую при расчете самонапряжений, несложно заметить, что они учитывают, главным образом, факторы конструктивного характера. При этом факторы технологического характера (см. рис. 1) либо не учитываются вовсе, либо учитываются косвенно [9, 11]. Вместе с тем, технологические факторы могут оказать определяющее влияние на величину свободных и связанных деформаций расширения. Безусловно, что принятый подход к определению величины самонапряжения, в рамках которого в качестве нормируемого показателя выступает лишь марка бетона по самонапряжению, выглядит привлекательным с точки зрения простоты проектирования самонапряженных конструкций.

Длительное время такой подход обосновывался тем, что для напрягающих бетонов отсутствует устойчивая связь между величиной относительных деформаций свободного и связанного расширения к моменту стабилизации процесса [1, 5, 7, 9]. Это означает, что для

одной и той же марки напрягающего бетона по самоупругиванию, получаемой в стандартных условиях, могут быть установлены различные значения деформаций свободного расширения к моменту стабилизации процесса, и наоборот. Экспериментально-теоретические исследования [9], выполненные с привлечением структурно-механических моделей расширяющегося композита, показали, что важнейшее значение при описании процесса самоупругивания имеет не конечное значение достигнутых свободных и связанных деформаций расширения, а кинетика их развития во времени в соотношении с кинетикой формирования жесткостных характеристик гидратирующей цементной системы, составляющей связующий каркас композита.

Названные обстоятельства предопределили необходимость разработки новых подходов к расчету связанных деформаций и самоупругиваний композитной системы, расширяющейся в условиях внешнего ограничения различной жесткости. При разработке положений теории расчета собственных деформаций расширяющейся композитной системы принимали во внимание методическое единство подходов для расширения и усадки [9].



1 – бетонный элемент; 2 – ограничивающая связь (например, арматурный стержень)

Рисунок 2 – К определению величины связанных деформаций при расширении напрягающего бетона в условиях ограничения

Для представленной на рис. 2 схемы деформаций и усилий, действующих в сечении конструкции на стадии самоупругивания, связанная деформация $d\epsilon_s(t, \tau)$ представляет собой разность между деформацией свободного расширения $\alpha_{ex}(\tau)d\tau$ и упруго-пластической деформацией $d\epsilon_c(t, \tau)$, вызванной действием самоупругиваний в бетоне.

Для бесконечно малого приращения напряжений (самоупругиваний) $d\sigma_{CE}(\tau)$ в момент времени τ ($0 < \tau < t$) полный вектор деформаций можно записать:

$$d\epsilon(t, \tau) = d\epsilon_s(\tau) + d\epsilon_c(t, \tau) + \alpha_{ex}(\tau)d\tau \quad (7)$$

где $d\epsilon_s(\tau)$ – упругие деформации, вызванные действующими в момент времени τ самоупругиваниями;

$d\epsilon_c(t, \tau)$ – неупругие деформации быстро нарастающей ползучести, обусловленные вязко-пластическими свойствами композита в момент времени $t > \tau$;

$\alpha_{ex}(\tau)$ – скорость развития собственных деформаций свободного расширения.

Учитывая, что левая часть уравнения (7) представляет собой разность

$$\alpha_{ex}(\tau)d\tau - d\epsilon_s(t, \tau) = d\Delta\epsilon(t, \tau), \quad (8)$$

можно записать:

$$\alpha_{ex}(\tau)d\tau - d\epsilon_s(t, \tau) = \frac{d\sigma(\tau)}{E_c(\tau)} + \frac{d\sigma(\tau)}{E_{co}(t)}\phi(t, \tau). \quad (9)$$

Правая часть уравнения (9) представляет собой упруго-пластическую деформацию бетона на стадии расширения. Учитывая, что все усилия относятся к категории внутренних и взаимно уравновешены, напряжения в бетоне могут быть выражены через связанные деформации ограничивающей связи. В частности, для случая арматурного ограничения, приращение самонапряжений, может быть записано:

$$d\sigma_{CE}(\tau) = d\varepsilon_s(\tau) \cdot \rho_l \cdot E_s, \quad (10)$$

где ρ_l – коэффициент продольного армирования.

После преобразования с учетом ф. (10) зависимость для определения связанных деформаций (9) принимает вид:

$$d\varepsilon_s(t, \tau) = \left[\alpha_{ex}(\tau) - \left(\frac{1}{E_c(\tau)} + \frac{\varphi(t, \tau)}{E_{c0}(\tau)} \right) \frac{d\varepsilon_s(\tau)}{d\tau} \rho_l \cdot E_s \right] d\tau. \quad (11)$$

Тогда связанные деформации напрягающего бетона в любой произвольный момент времени на стадии расширения могут быть определены:

$$\varepsilon_s(t) = \int_0^t \left[\alpha_{ex}(\tau) - \left(\frac{1}{E_c(\tau)} + \frac{\varphi(t, \tau)}{E_{c0}(\tau)} \right) \frac{d\varepsilon_s(\tau)}{d\tau} \rho_l \cdot E_s \right] d\tau, \quad (12)$$

или, переходя к численному интегрированию (для n временных интервалов продолжительностью Δt) (см. рис. 3), получаем:

$$\varepsilon_s(i \cdot \Delta t) = \sum_{m=1}^i \left\{ \alpha_{ex}(m \cdot \Delta t) \Delta t - \left[\frac{1}{E_c(m \cdot \Delta t)} + \frac{\varphi(i \cdot \Delta t, m \cdot \Delta t)}{E_c(m \cdot \Delta t)} \right] \rho_l \cdot E_s \times \right. \\ \left. \times [\varepsilon_s(m \cdot \Delta t) - \varepsilon_s((m-1) \cdot \Delta t)] \right\}, \quad (13)$$

где $i = 1, 2, \dots, n$.

Выражение (13) представляет собой систему линейных алгебраических уравнений, из совместного решения которых могут быть определены связанные деформации $\varepsilon_s(t)$, и далее вычислены самонапряжения традиционным образом:

$$\sigma_{CE}(t) = \varepsilon_s(t) \cdot \rho_l \cdot E_s. \quad (14)$$

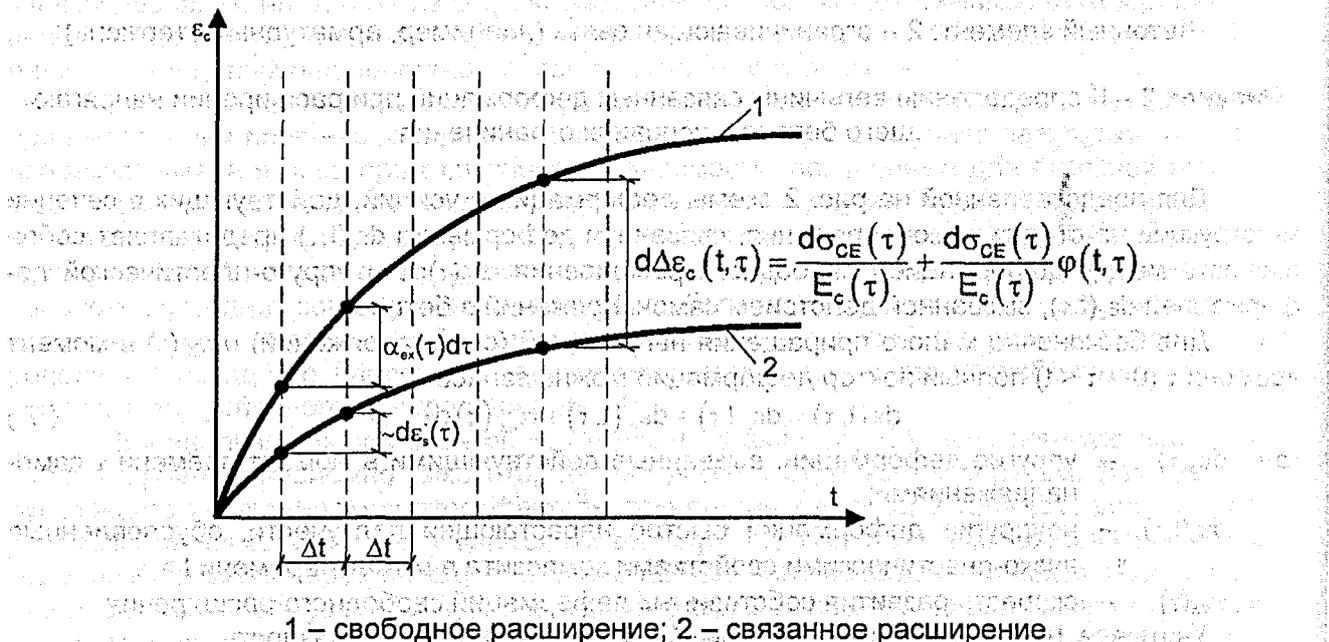


Рисунок 3 – К определению величины связанных деформаций напрягающего бетона на стадии расширения

Безусловно, что для решения уравнений (13) необходимо установить функцию, описывающую изменение коэффициента быстро нарастающей ползучести $\varphi(t, \tau)$ для напрягаю-

щего бетона в раннем возрасте, а также зависимость кинетики развития собственных свободных деформаций $\alpha_{ex}(t)$. Необходимо отметить, что полученные уравнения универсальны: при отсутствии внешнего ограничения ($p_i = 0$) из (12) следует, что деформации элемента из напрягающего бетона равняются деформациям свободного расширения. Для случая бесконечно жесткого ограничения ($d\varepsilon(t, \tau) = 0$) решение для напряжений может быть получено из исходного уравнения (7).

Зависимости, описывающие изменение коэффициента $\varphi(t, \tau)$ и скорости собственных деформаций $\alpha_{ex}(t)$, а также зависимости изменения модуля деформаций бетона $E_c(t)$ в раннем возрасте могут быть получены экспериментально. Вместе с тем, необходимо иметь в виду, что для получения надежных функциональных зависимостей в опытах следует учесть достаточно большую группу факторов, оказывающих влияние как на процесс расширения, так и на процесс формирования ограничивающих связей.

Более перспективным, хотя и не менее сложным, на наш взгляд, является применение многоуровневого структурного моделирования процессов, протекающих в расширяющейся композитной системе. При этом, как показано в монографиях [9, 11], при разработке такой обобщенной модели в неразрывной связи следует рассматривать химическую сторону явления расширения, геометрию собственных деформаций расширяющейся композитной системы и механические взаимодействия, связанные, главным образом, с представлениями о собственных напряжениях, их релаксации в деформирующейся структуре.

Задача по определению кинетики развития собственных деформаций бетонного композита решалась в работах [14, 15, 16]. Для выявления устойчивых закономерностей поведения на стадии расширения напрягающего бетона, обладающего сложной гетерогенной структурой, принята модифицированная упорядоченная модель "шар в оболочке" (см. рис. 4).

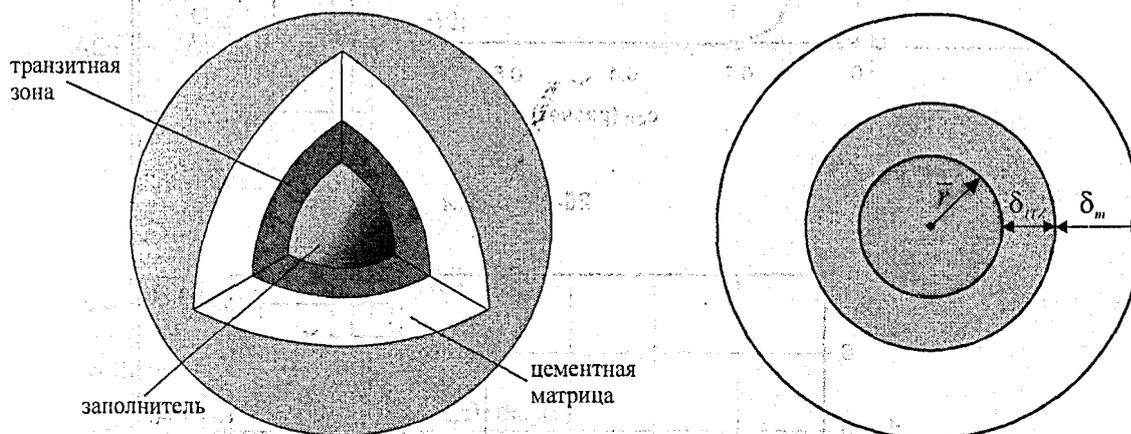


Рисунок 4 – Схематическое изображение структуры напрягающего бетона в виде трехкомпонентной модели [14]

Предложенная модель учитывает исходную геометрию элементов, составляющих композит, изменение во времени их жесткостных характеристик, релаксацию собственных напряжений в расширяющейся и упрочняющейся системе [14]. Процесс расширения и формирования собственных напряжений, в отличие от известных решений, рассматривается во времени. Сравнение результатов расчетов по предложенной модели [14] с опытными данными (см. рис. 5) показывает их удовлетворительное совпадение, что свидетельствует о пригодности модели для проектирования напрягающих бетонов с заданными характеристиками расширения. Однако предложенная модель базируется на применении функциональной зависимости, описывающей расширения цементного камня, получаемой по результатам опытов.

Решения, полученные с использованием структурной модели расширяющегося композита, позволили разработать практическую методику проектирования составов бетонов с заданными характеристиками расширения.

Поэтому следующим этапом построения обобщенной многоуровневой структурной модели следует считать разработку модели собственных деформаций цементного камня. Для этого уровня при определении собственных деформаций может быть применены положения теории упрочняющегося материала совместно с положениями теории расширения сульфоалюминатных вяжущих и микромеханики континуума [18]. Процесс деформирования при расширении цементного камня во времени может быть проиллюстрирован достаточно простой схемой, показанной на рис. 6.

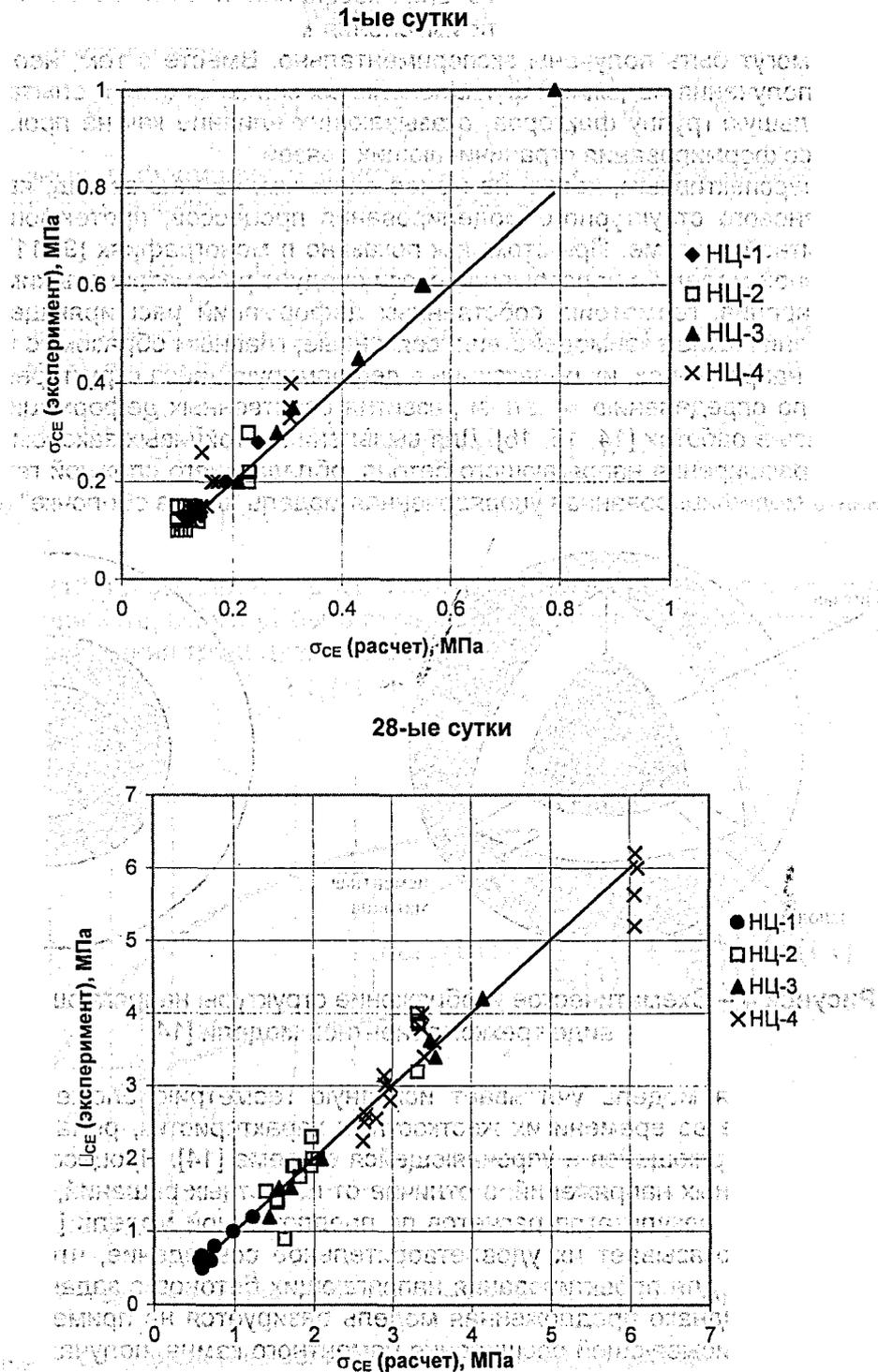
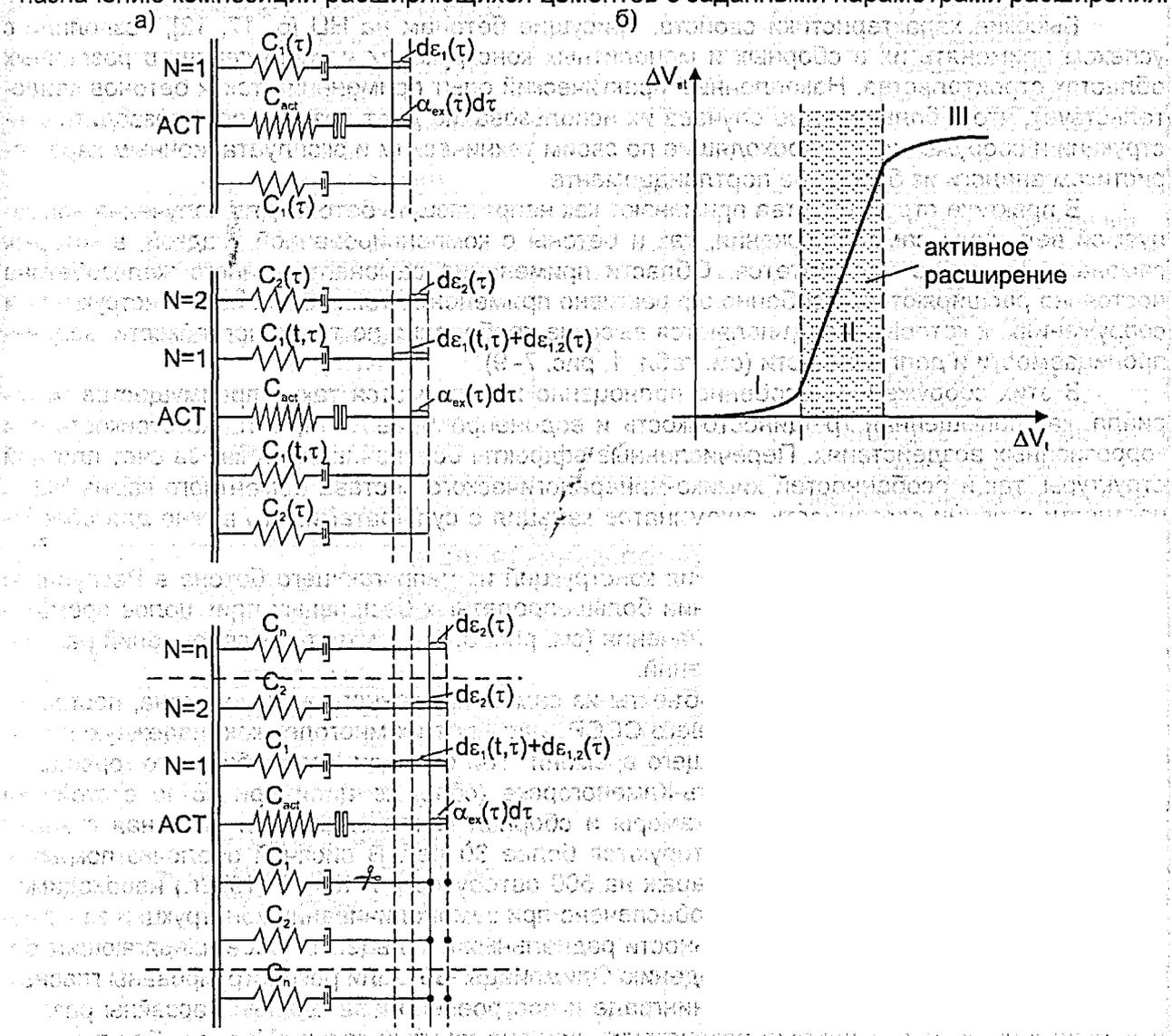


Рисунок 5 – Сравнение опытных и расчетных значений величин собственного напряжения для анализированной выборки

На представленной схеме каждая новая ветвь N моделирует образование дополнительной связи, обладающей жесткостью, при изменении фазового состава структуры в процессе гидратации вяжущего. Для описания параметров расчетной модели используются диаграммы, отражающие характер фазовых переходов и позволяющие отслеживать объемные изменения в процессе непрерывного химического взаимодействия компонентов цементного камня. Методика построения подобных диаграмм для сульфоалюминатных систем подробно рассмотрена и представлена в работе [20]. С использованием диаграммы фазовых переходов твердеющей сульфоалюминатной цементной системы по известным объемам новообразующихся фаз могут быть рассчитаны параметры пористости и с привлечением положений микромеханики континуума – жесткостные характеристики структуры, применяемые при расчете собственных деформаций [18, 19]. Решения, получаемые на обобщенной структурной модели, позволяют, помимо прочего, выработать рациональные подходы к назначению композиций расширяющихся цементов с заданными параметрами расширения.



(а) – схематическая модель расширяющейся и упрочняющейся структуры
 (б) – структурная кривая цементного камня при расширении

Рисунок 6 – К определению величины собственных деформаций цементного камня при расширении

Следует отметить, что предложенная модель достаточно хорошо согласуется со структурными кривыми, связывающими приращение объема структуры ΔV_{st} в зависимости от приращения объема твердой фазы ΔV_t . Разработка многоуровневой структурно-механической модели расширяющегося композита позволит производить расчет самонапряженных конструкций с учетом влияния достаточно большой группы факторов как конструкционного, так и технологического характера. Так, например, при построении диаграмм фазовых переходов появляется возможность учесть в прямом виде влияние на процесс расширения таких важных факторов, как температура и влажность.

2. ОПЫТ И ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ БЕТОНОВ НА ОСНОВЕ НАПРЯГАЮЩИХ ЦЕМЕНТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Высокие характеристики свойств, присущие бетонам на НЦ [6, 17, 12], позволили с успехом применять их в сборных и монолитных конструкциях и сооружениях в различных областях строительства. Накопленный практический опыт применения таких бетонов свидетельствует, что в большинстве случаев их использование дает возможность возводить конструкции и сооружения, превосходящие по своим техническим и эксплуатационным характеристикам аналоги из бетона на портландцементе.

В практике строительства применяют как напрягающие бетоны для получения нормируемой величины самонапряжения, так и бетоны с компенсированной усадкой, в которых самонапряжение не нормируется. Области применения самонапряженного железобетона постоянно расширяются. Особенно эффективно применение таких бетонов в конструкциях и сооружениях, к которым предъявляются высокие требования по трещиностойкости, водонепроницаемости и долговечности (см. табл. 1, рис. 7–9).

В этих сооружениях особенно полноценно используются такие преимущества материала, как повышенная трещиностойкость и водонепроницаемость, а также стойкость при коррозионных воздействиях. Перечисленные эффекты обеспечиваются как за счет плотной структуры, так и особенностей химико-минералогического состава цементного камня НЦ, в частности степени связанности алюминатов кальция с сульфатами, что важно для обеспечения его сульфатостойкости.

Наибольшие объемы внедрения конструкций из напрягающего бетона в Республике Беларусь имеют место при возведении большепролетных бесшовных плит полов промышленных предприятий различного назначения (см. рис. 9, 10), емкостных сооружений различного назначения, спортивных сооружений.

Уместно назвать некоторые объекты из самонапряженного железобетона, построенные в 80-е годы на территории бывшего СССР, учитывая их многолетнюю надежную и безремонтную эксплуатацию до настоящего времени. Три очереди Новосибирского горводозабора, очистные сооружения в г. Усть-Каменогорске (сборные цилиндрические отстойники диаметром 18 и 24 м, подземные камеры и сборная канализационная насосная станция диаметром 24 м) успешно эксплуатируются более 30 лет. В висячей оболочке покрытия шатрового типа диаметром 160 м (гараж на 500 автобусов в г. Киеве, 1972 г.) необходимое предварительное напряжение было обеспечено при замоноличивании конструкции заполнением в определенной последовательности радиальных и кольцевых швов напрягающим бетоном. В связи с подготовкой к проведению Олимпиады-80 были реконструированы главные спортивные арены в Москве и в Ленинграде и построены плавательные бассейны различных размеров. В 1972 году был реконструирован знаменитый каток «Медео». Для технологической плиты «Медео» был применен бетон на НЦ с целью исключения в ней поперечных деформационных швов, что стало возможным благодаря созданию самонапряжения в конструкции плиты.

Опыт эксплуатации зданий и сооружений, построенных с применением бетонов на НЦ с 1965 г., показал их высокую надежность (рост прочности бетона до 100 МПа и более), практическое отсутствие эксплуатационных затрат в течение всего срока службы конструкций. В связи с этим, несмотря на более высокие единовременные затраты при возведении самонапряженных конструкций (более высокая стоимость НЦ), их суммарная стоимость после

20. 30-летней эксплуатации позволяет успешно конкурировать с традиционным железобетоном, фактический срок службы которого значительно более низкий.

Бетоны на основе расширяющихся и напрягающих цементов открывают новые возможности в строительстве, и совершенно справедливо Конгресс ФИБ в Вашингтоне в 1997 г. назвал напрягающий бетон материалом XXI века.

Таблица 1 – Области применения напрягающих бетонов

№ п/п	Область применения	Новое строительство	Ремонт (усиление)	Достигаемая цель
1. ЖИЛЫЕ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ				
1.1	Жилые дома – объемные блоки типа «колпак»	+	+	Обеспечение трещиностойкости
1.2	Жилые дома – безрулонные кровли	+	+	Обеспечение трещиностойкости
1.3	Производственные здания -полы -фундаментные плиты	+	+	Отсутствие швов, отказ от гидроизоляции, повышение истираемости
1.4	Жилые дома – элементы мокрых помещений	+	+	Обеспечение гидроизоляции
1.5	Производственные здания – покрытия (оболочки)	+	+	Создание монолитной конструкции
1.6	Производственные здания – гаражи (полы)	+	+	Создание бензо-, маслонепроницаемости покрытий, отказ от гидроизоляции
1.7	Перекрытия и покрытия из мелкокоразмерных элементов	+	+	Объединение в монолитную конструкцию, увеличение несущей способности
1.8	Высотные здания	+	+	Предварительное напряжение конструктивных элементов
2. СПОРТИВНЫЕ СООРУЖЕНИЯ				
2.1	Бассейны – ванны сборно-монолитные и монолитные	+	+	Отказ от гидроизоляции
2.2	Спортивные поля – бесшовные охлаждающие плиты	+	+	Снижение количества швов, отказ от гидроизоляции
2.3	Трибуны	+	+	Отказ от гидроизоляции
3. ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ				
3.1	Метро: -вибропресованная отделка тоннелей, швы -траншейные стены	+	+	Водонепроницаемость
3.2	Безнапорные и низконапорные трубопроводы - трубы	+	+	Трещиностойкость, водонепроницаемость
3.3	Мосты – плиты проезжей части	+	+	Отсутствие швов, отказ от гидроизоляции
3.4	Емкостные сооружения – стенки, днища, швы	+	+	Объединение сборных элементов в монолитную конструкцию, обеспечение трещиностойкости и водонепроницаемости
3.5	Аэродромы - покрытие	+	+	Уменьшение количества швов, увеличение долговечности
3.6	Технологические сооружения в агрессивной среде	+	+	Защита от коррозии, герметичность
3.7	Дороги – бетонное покрытие	+	+	Уменьшение количества швов, увеличение долговечности
3.8	Подземные переходы	+	+	Отказ от гидроизоляции, водонепроницаемость



Рисунок 7 – Устройство покрытия из напрягающего бетона пандуса Центра молодежного творчества в г. Бресте

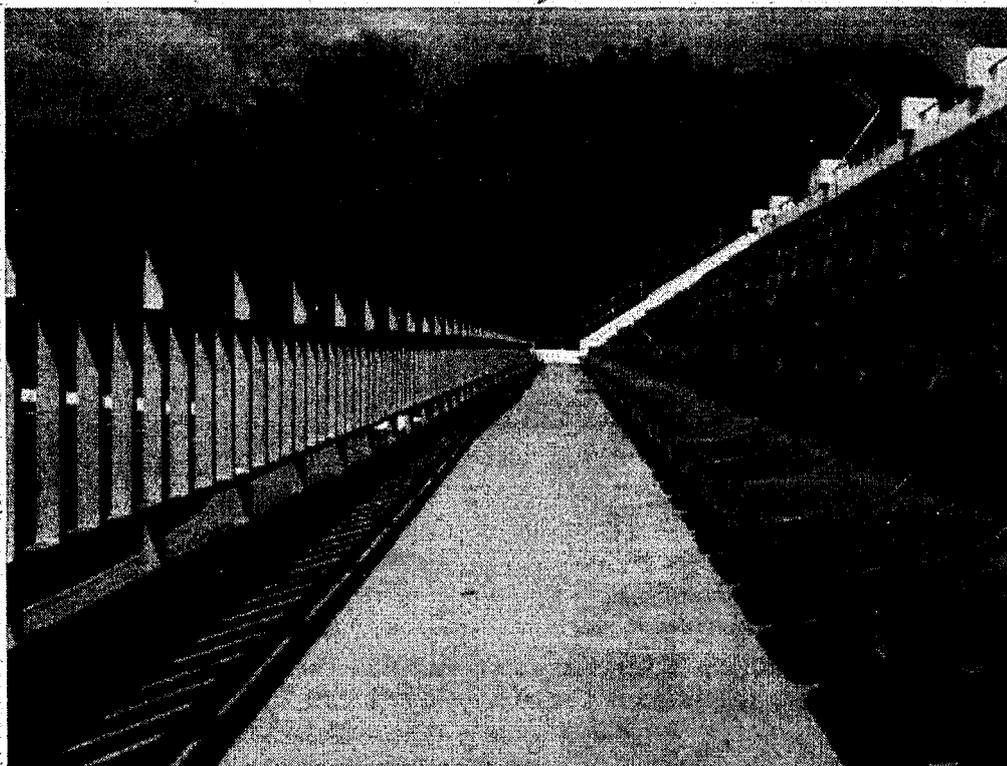
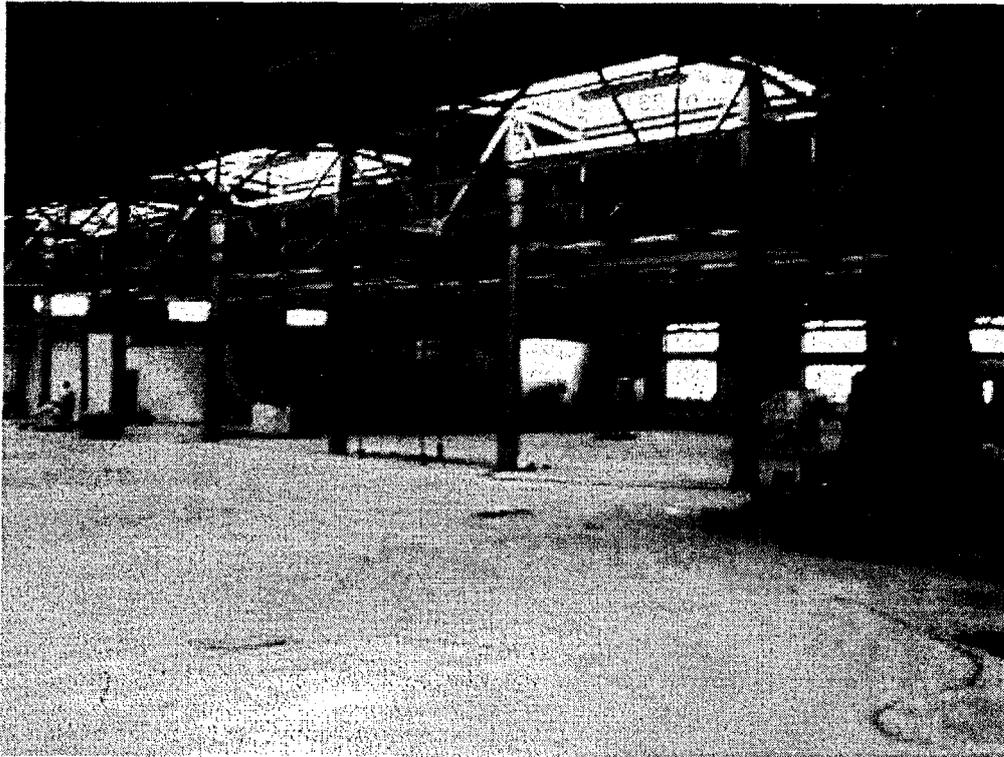
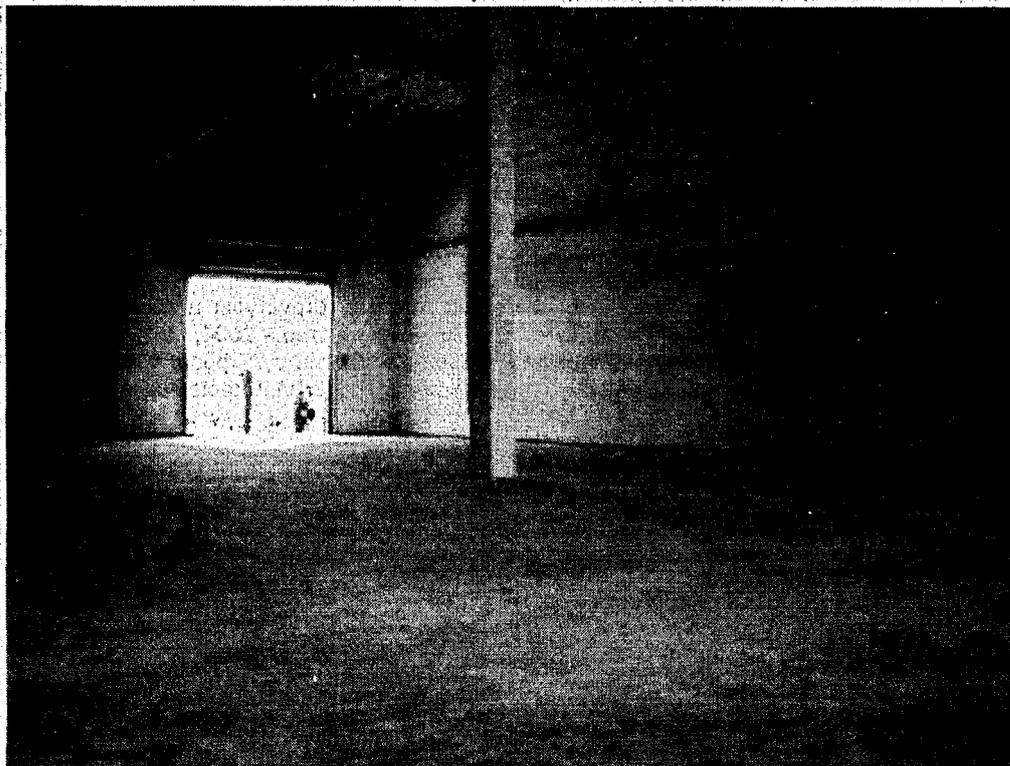


Рисунок 8 – Устройство покрытия из напрягающего бетона восточной трибуны стадиона «Динамо» в г. Бресте



**Рисунок 9 – Бесшовный пол из напрягающего бетона в производственном цехе
фирмы «Компо» в г. Бресте**



**Рисунок 10 – Пол из напрягающего бетона в производственном цехе
фирмы «Санта-Импекс» в г. Бресте**

ЛИТЕРАТУРА

1. Басов В.С. Прочность, жесткость и трещиностойкость самонапряженных сборно-монолитных безригельных перекрытий: Дисс. канд. техн. наук: 05.23.01, БГПА.– Минск, 1997.– 375 с.
2. Будагянц Л.И. Исследование напрягающего цемента нормального твердения и процесса самонапряжения конструкций: Дисс. канд. техн. наук: 05.23.01 – 160 с.
3. Будагянц Л.И. Исследование самонапряженных изгибаемых и симметрично армированных элементов// Новые технологии и конструирование бетонных и железобетонных конструкций: Сб. тр./ Под ред. В.В. Михайлова.– Москва, НИИЖБ, 1996.– с. 41–47.
4. Будюк В.Д., Кондратчик А.А. и др. Сборные самонапряженные цилиндрические резервуары// Бетон и железобетон. ЦРДЗ.– М., 1992.– с. 101–106.
5. Будюк В.Д., Никитин В.И. Экспериментально-статистическое моделирование самонапряжения железобетонных элементов// Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура.– т. 36, № 2.– с. 12–17.
6. Звездов А.И., Будагянц Л.И. Бетоны с компенсированной усадкой. Опыт и перспективы применения в строительстве: Матер. научн.-координац. совещ./ ЦРДЗ.– М., 1992.– с. 101–106.
7. Красильников К.Г., Никитина Л.В., Скоблинская Н.Н. Физико-химия собственных деформаций цементного камня.– М., Стройиздат, 1980.– 225 с.
8. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющиеся и напрягающие цементы и самонапряженные конструкции.– М., Стройиздат, 1974.– 389 с.
9. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона.– Брест: Изд-во БПИ, 1998.– 246 с.
10. Guyon Y. Beton Precontraint/ Etude theorique et experimentale. Preface de E. Freyssinet, 2-ed., Paris, 1953 – 648 p.
11. Krol M., Tur W. Beton ekspansywny: Arkady, 1999 – 276 s.
12. Krol M., Nur W. Zastosowanie betonow ekspansywnych w budownictwie// Inzynierija I Budownictwo.– 1993, № 11.– s. 23–27.
13. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (Пособие к СНиП 2.03.01–84*).– М.: ЦНТП, 1986.– 37 с.
14. Павлова И.П. Прогнозирование собственных деформаций и напряжений напрягающего бетона на основе структурно-механической модели расширяющегося композита// Дисс. Канд. техн. наук: 05.23.05.– БГТУ, Брест.– 2005.
15. Павлова И.П., Тур В.В. Параметрические исследования процесса расширения напрягающего бетона с использованием структурной модели расширяющегося композита// Вестник БГТУ.– 2004.– № 1(25): Строительство и архитектура.– с. 52–67.
16. Павлова И.П., Тур В.В. Использование структурной модели расширяющегося композита при параметрических исследованиях процесса расширения напрягающего бетона// Приложение в Вестнику БГТУ. Строительство и архитектура (Материалы XI Международного научно-методического межвузовского семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь"). Часть 2.– Брест, 2004.– с. 44–46.
17. Звездов А.И., Будагянц Л.И., Мартиросов Г.М. Разработка и исследование расширяющихся и напрягающих вяжущих, бетонов и конструкций на их основе – одно из важнейших направлений деятельности проф. В.В. Михайлова// Мат. междунар. конф. "Напрягающие цементы, бетоны и самонапряженные конструкции".– Брест, 28–20 декабря 2000 г.– с. 6–17.
18. O. Bernard, F.-J. Ulm, F. Lemarchand. A multiscale micromechanics-hydration model for the early-age elastic properties materials. Cement and Concrete Research 33 (2003) 1293–1309.
19. Филимонова Н.В. Теоретические предпосылки к моделированию структуры цементного камня на основе расширяющихся цементов// Вестник БГТУ. Архитектура и строительство.– 2004, № 1.
20. Филимонова Н.В., Тур В.В. Моделирование гидратационного развития сульфоалюминатных цементных систем// Budownictwo z optymalizowanym potencjale energetycznym// Politechn. Czestochowska.– 2005 (в печати).