

doi: 10.18720/CUBS.72.1

Потери преднапряжения защитных оболочек атомных станций

Prestress Losses of Containments of Reactor Buildings

И.А. Черенков ^{1*} , А.Ю. Роледер ²	I. Cherenkov ^{1*} , A. Roleder ²
¹ Санкт-Петербургский политехнический университет	¹ Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University
Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия	St. Petersburg, Russia
² АО"АТОМПРОЕКТ", Санкт-Петербург г, ул.2-я	² АО"АТОМПРОЕКТ", Санкт-Петербург г, ул.2-я
Советская, д.9/2А, 191036	Советская, д.9/2А, 191036

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

контайнмент; потери; усадка; ползучесть; AGC; B30: преднапряжение;

KEYWORDS

containment; shrinkage; creep: NPP; prestress;

АННОТАЦИЯ

Здание реактора является важнейшим элементом атомной станции. Поэтому защита здания и его точное моделирование является основой безопасной работы АЭС. Наиболее распространённый тип конструкций здания реактора - двойная оболочка из монолитного железобетона. Внутренняя защитная оболочка выполняется с предварительным обжатием. В Российской Федерации нет специализированных норм по расчету преднапряженной внутренней защитной оболочки. Формулы, предлагаемые СП 63.13330.2012 при расчете длительных потерь, не учитывают нелинейность деформаций с учетом времени, а также многих других факторов. В ходе работы были проанализированы различные зарубежные нормативы, а также была выполнена компиляция теоретических и измеренных величин.

ABSTRACT

The Reactor Building is the most important part of the nuclear power plant. That's why the protection of the Reactor Building and its accurate modelling is the basis of safe operation of the nuclear power plant. The most common type of reactor building structures is a double shell of monolithic reinforced concrete. The inner protective shell is performed prestressed. There are no specialized Russian standards for the calculation of prestressed inner protective shell. The formulas proposed by SP 63.13330.2012 in the calculation of long-term losses do not take into account the nonlinearity of deformations taking into account time, as well as many other factors. In the course of the work, various foreign standards were analyzed, and a compilation of theoretical and measured values was performed.

Содержание

1.	Введение	7
2.	Методы	10
3.	Результаты и обсуждение	22
4.	Заключение	29

1. Введение

Здание реактора является основным зданием атомной электростанции (АЭС), вокруг которого расположены остальные здания и сооружения энергоблока. Энергоблок представляет собой практически автономный комплекс из основных зданий и сооружений атомной станции, способный самостоятельно производить энергию. В здании реактора размещается ядерная паропроизводящая установка с оборудованием первого контура, системы ее нормальной эксплуатации и аварийного расхолаживания. Здесь производятся операции по перегрузке ядерного топлива и предусмотрен бассейн для хранения отработавшего топлива. Здание реактора состоит из внешней оболочки, которая ограждает реактор от внешних воздействий, и внутренней, отвечающей за снижение аварийных выбросов и уровня возможного радиационного воздействия на население и персонал. Разрез здания реактора представлен на рисунке 1.

Внутренняя защитная оболочка (ВЗО, герметичное ограждение; защитная оболочка; гермообъём; гермозона; контейнмент от английского containment) — пассивная система безопасности энергетических ядерных реакторов. ВЗО — комплексная структура, в которую входят также системы сложных трубных и кабельных проходок большого размера.

Назначение защитной оболочки – не допустить выхода радиоактивности во внешнюю среду в случае максимальной проектной аварии, ограничить выбросы в условиях расширенного проектирования и тяжелых авариях, а также оградить оборудование и внутренние конструкции здания реактора от возможных внешних воздействий. Конструктивно граница защитной оболочки обычно представляет собой здание из стали или железобетона.

ВЗО представляет собой сооружение из предварительно напряженного железобетона, состоящее из цилиндрической части и полусферического купола.



Рисунок 1. Здание реактора, ТАЭС.

Система предварительного напряжения (СПЗО) предназначена для обжатия внутренней оболочки здания реактора с целью компенсации растягивающих усилий, возникающих при действии внутреннего избыточного давления в случае аварии. Таким образом, обеспечивается прочность и трещиностойкость железобетонных сечений оболочки при малых процентах ненапрягаемой арматуры. В состав СПЗО должны входить следующие конструкции и материалы:

- Пучки для предварительного напряжения совокупность арматурных канатов определенной длины, объединенных в единый элемент, расположенных в одном каналообразователе и замоноличенных специальным цементным раствором, а также оснащенных с обоих концов анкерными устройствами с цанговыми зажимами, позволяющими проводить натяжение, подтяжку, замену армоканатов и проверку усилий натяжения, защитными колпаками с консервирующим материалом.
- Детали анкерной зоны (анкерный колодец, анкерная головка (анкерный блок) и цанговые зажимы) - механическое устройство, служащее для передачи нагрузки на бетон защитной оболочки.
- Каналообразователи кожухи для организации пространства в теле бетона защитной оболочки для размещения в нем арматурных канатов с инъектирующим раствором с целью передачи усилий обжатия на бетон оболочки.

При расчете системы предварительного натяжения и напряженно-деформированного состояния (НДС) внутренней защитной оболочки здания реактора должны учитываться как мгновенные (первые) потери (потери на трение в каналообразователях; потери от посадки цанговых зажимов при анкеровке и упругой деформации анкерных устройств; потери от упругого укорочения бетона оболочки), так и длительные (вторые) потери сил предварительного напряжения (ползучесть и усадка бетона, релаксация арматурной стали), уменьшающие напряжения сжатия во внутренней защитной оболочке здания реактора.

Вторым потерям (длительным) стоит уделить особое внимание, существует немало методик их расчета. Исследования широко представлены в книгах и исследовательских работах о закономерностях изменения физико-механических свойств бетона с течением времени при значительных сжимающих усилиях [1]-[13]. На их основе были составлены различные зарубежные нормы, в том числе исследуемые в этой работе, такие как EN 1992-1-1, ACI 209R-92, AFCEN ENC-C 2010. Следует отметить, что EN 1992-1-1 разработан в основном для расчета промышленных и гражданских сооружений, использующих типовые элементы: колонны, балки, плоские перекрытия, стены.

В работе [14] исследуются влияние усадки и ползучести для железобетонных балок с различным поперечным сечением и сопоставлением методик различных строительных норм. Результаты данной работы не могут полностью определять выбор методики для расчета потерь преднапряжения в контайнменте, т.е. внутренней защитной оболочки здания реактора, по причине отличия модуля испаряемой поверхности, условий бетонирования и эксплуатации конструкции, а также других параметров.

В настоящее время продолжают вестись работы по совершенствованию существующих методик определения ползучести и усадки бетона. Так, в работе [15] были предложены поправки к еврокоду EN 1992-1-1 для аутогенной усадки. В статье [16] в ходе исследований были получены корректировки для формул, учитывающих влажность и возраст бетона.

Отдельно стоит выделить исследования ползучести и усадки на примере конечно-элементной модели, разработанной Ишикави в работе [17]. Результаты отличаются от натурных экспериментов на 30%, но работы по совершенствованию модели продолжают вестись.

В исследовательских работах [18], [19] и [20] оценивается влияние преднапряжения на напряженнодеформированное состояние конструкций. Расчет строительных конструкций на особоые группы нагрузки представлен в ряде работ российских исследователей [21]-[23].

В Российской Федерации нет специализированных норм по расчету преднапряженной внутренней защитной оболочки. Формулы, предлагаемые СП 63.13330.2012 при расчете длительных потерь, не учитывают нелинейность деформаций с учетом времени, а также таких факторов как состав бетона, влияние температуры и времени нагружения. Данные нормы не применимы для зданий, имеющих специфическую форму.

При расчете особо важных сооружений, каким, безусловно, является здание реактора, необходима максимальная точность вычислений. Российская нормативная база не может полностью удовлетворять критериям проектирования внутренней защитной оболочки здания реактора. В виду этого остро встает вопрос об изучения нормативов других стран и достоверным определением НДС контайнмента.

Целью исследования является определение методов анализа потерь преднапряжения, дающих консервативные и наиболее близкие значения к натурным испытаниям.

Для достижения этой цели поставлены следующие задачи исследования:

9

1) Анализ существующих методов определения потерь предварительного напряжения

2) Вычисление потерь по исследуемым нормативам

3) Анализ полученных результатов

В качестве примера взята оболочка, аналогичная возведенной на Тяньваньской АЭС. Вычисления проводятся для начала и конца срока службы станции. Первый случай определяет наибольшие сжимающие напряжения в бетоне, второй – наибольше растягивающие (в сочетании с аварией) напряжения. Конец срока службы наиболее опасен для аварийного воздействия с повышением давления, так как силы обжатия уменьшаются за счет вторых потерь.

2. Методы

Определение потерь осуществляется по эмпирическим зависимостям.

2.1 Первые потери

2.1.1 Потери на трение в каналообразователях

Потери усилия преднапряжения ΔT в пучке на расстоянии *x* от точки отсчета определяются по формуле:

$$\Delta T = T_0 - T_x = T_0 \cdot (1 - \exp(-\mu \cdot \alpha + K \cdot x)) \tag{1}$$

где:

- T₀ усилие преднапряжения в начальной точке (в точке анкеровки),
- Т_x усилие преднапряжения в точке на расстоянии x,
- µ угловой коэффициент трения,
- α суммарное (накопленное) угловое перемещение точки пучка на расстоянии х,
- К коэффициент трения по длине (коэффициент "вибрации" (wobble)).

Усилие в арматурном пучке Тх на расстоянии х от точки анкеровки:

$$T_x = T_0 \cdot (\exp(-\mu \cdot \alpha + K \cdot x))$$
⁽²⁾

Напряжение в любой точке пучка:

$$\sigma_{\rm r} = T_{\rm r} / A_{\rm sp} \tag{3}$$

где:

σ_x - напряжение в пучке,

– А_{sp} -площадь поперечного сечения пучка.

Деформация в любой точке пучка:

$$\varepsilon = \sigma_x / E = T_x / (E_{sp} \cdot A_{sp}) \tag{4}$$

где:

Е_{sp} - модуль упругости пучка.

Натяжение ведется с двух концов, положение точки равновесия усилий ("point of no movement") определяется встречным расчетом усилий в пучке от двух точек анкеровки. Точка равновесия находится пересечением кривых распределения усилий при натяжении с конца А и Б.

2.1.2 Потери от посадки цанговых зажимов при анкеровке

При анкеровке цанговые зажимы перемещаются внутрь анкерной плиты, посадка составляет 6 мм (по спецификации фирм *Freyssinet* и *VSL*). Соответственно, при передаче нагрузки на бетон происходит укорочение каната и на начальном участке около анкера происходит снижение усилий преднапряжения.

Кривые потерь преднапряжения и схема к определению потерь напряжения от посадки анкеров показаны на рисунках 1 и 2.

В случае, если падение усилий преднапряжения в зоне анкеровки (по кривой, построенной до начала скольжения в анкере) [24] происходит примерно по линейному закону, длина зоны влияния посадки анкерных зажимов *x*_t определяется по формуле (5):

$$x_{t} = \sqrt{\frac{E \cdot \Delta \cdot L}{d}}$$
(5)

где:

- Е_{sp} модуль упругости каната,
- Δ посадка анкерных устройств, формуле (7),
- L расстояние от анкера до точки, в которой известны потери преднапряжения,
- d потеря напряжения в пучке на длине L,

Потеря напряжения на длине *x*_t вычисляется по формуле (6):



где d/L – тангенс угла наклона кривой потерь преднапряжения.



 $\Delta \sigma = 2 \cdot x_t \cdot (d / L)$



В случае, если кривая усилий преднапряжения в зоне анкеровки имеет изломы (у каната имеются нерегулярные повороты), величина *x*_t находится подбором из условия равенства перемещения анкерного устройства и суммарного перемещения конца пучка, полученного интегрированием деформаций пучка от точки анкеровки (координата 0) до точки с координатой *x*_t.

$$\Delta = \Delta_{\rm I} \,, \tag{7}$$

11

где:

$$\Delta_{l} = \int_{0}^{x_{l}} \varepsilon \, ds = \int_{0}^{x_{l}} \frac{\sigma}{E} \, ds \tag{8}$$

Деформации возникают за счет изменения напряжения в пучке, равного разности напряжения в пучке до анкеровки и после посадки анкера.

При численном интегрировании выражение выглядит следующим образом (интегрирование методом трапеций):

$$\Delta = \frac{1}{E} \sum_{i=1}^{n} 2\left(\frac{(\sigma_i - \sigma_x) + (\sigma_{i-1} - \sigma_x)}{2}\right) l_i = \frac{1}{E} \sum_{i=1}^{n} (\sigma_{i-1} + \sigma_i - 2\sigma_x) l_i$$
(9)

где li – длина участка суммирования.





2.1.3 Потери от упругого укорочения бетона оболочки.

Потери от упругой деформации анкеров малы и могут не учитываться, потери от упругого укорочения конструкции при конечно-элементном расчете учитываются автоматически, так как оболочка полностью моделируется с учетом ее упругих характеристик и геометрии.

2.2 Вторые (длительные потери)

2.2.1 Общие сведения

Длительные потери предварительного напряжения определяются с момента приложения усилий обжатия на конструкцию до конца срока эксплуатации, т.е. до 70 лет.

Ниже представлена методика расчета длительных потерь по следующим нормативам:

1) EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings, включая изменение EN 1992-1-1:2004/AC:2008 Методика для всех сооружений;

2) AFCEN ENC-C 2010 (Appendix 1.B, 1.B.1 - "Creep and shreenkage for calculations losses and deformations of the liner of the inner containment") и ETC-C 2010 Edition -2012 AMENDMENT (Appendix 1.B, 1.B.1 - "Creep and sreenkage for containment"), которые ссылаются на EN 1992.2.2005 Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 2. Concrete bridges. Design and detailing rules (Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета), В.103 "High Strength Concrete".

Разработана для оболочек АЭС на базе европейского проекта EPR;

3) ACI 209R-92 "Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures". Разработана применительно к оболочкам АЭС.

Принимаются наибольшие значения потерь, полученные по методикам вышеперечисленных нормативов и сравниваются с данными натурных измерений, полученных с контрольно-измерительной аппаратуры, расположенной на Тяньваньской АЭС.

2.2.2 Релаксация арматурной стали

2.2.2.1 Методика расчета на основе EN 1992-1-1 и AFCEN ETC-C 2010

Ниже приведен расчет релаксации, выполненный на основе EN 1992-1-1. В нормах AFCEN ETC-C 2010 приведены идентичные формулы

Величина потерь от релаксации стали в преднапряженных конструкциях находится на основе значения ρ_{1000} — потерь от релаксации, %, через 1000 ч с момента натяжения при средней температуре 20°С (см. EN 10138 для определения изотермических релаксационных испытаний).

Значение ρ_{1000} принимается равным 2.5 % или берется из релевантного свидетельства.

Потери от релаксации принимаются из сертификатов об испытаниях или принимаются как процентное соотношение от изменения величины преднапряжения в сравнении с начальным значением и находится из формулы:

Для релаксации класса 2 (проволока или канат — низкая релаксация)

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}.$$
 (10)

где:

- σ_{pi} для постнапряженной арматуры абсолютное значение начального напряжения Для предварительно напряженной арматуры σpi равно максимальному напряжению растяжения в арматуре σ_{pm0}, за вычетом прямых потерь, возникающих в процессе напряжения. Максимальное допустимое напряжение в пучках после анкеровки и первых потерь

$$\sigma_{pi} = \min\left\{0.75f_{pk}, 0.85f_{pk01,k}\right\}$$
(11)

 t — время после натяжения, ч. Долговременные (окончательные) значения потерь от релаксации могут быть рассчитаны для интервала времени t=580000 ч (т. е. примерно 67 лет);

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} \tag{12}$$

- *f_{pk}* — характеристическое значение предела прочности при растяжении напрягаемой стали;

При определении потерь от релаксации для различных интервалов времени (состояний) и при необходимости обеспечения большей точности расчета можно использовать приложение D AFCEN ETC-C 2010.

2.2.2.2 Расчет релаксации по формуле фирмы Фрейсине

Потери от релаксации преднапрягаемой арматуры за длительный период времени;

$$f_{\sigma_{pl}} = 0,06 \cdot p_{1000} \cdot (\sigma_{sp} / f_{pu} - \mu) \cdot \sigma_{sp}$$
⁽¹³⁾

- *f_{σpl}* потери от релаксации
- σ_{sp} напряжения в арматурном канате;

2.2.2.3 Релаксация по ACI 359

Согласно ACI 359 потери на релаксацию напряжения для преднапряженных пучков должны быть основаны на тестировании и предоставлены изготовителем.

2.2.3 Расчет ползучести и усадки по EN 1992-1-1

2.2.3.1 Усадка бетона

Полная относительная деформация является составляющей двух компонентов: относительной аутогенной усадки и усадки при высыхании (полной относительной усадки). Первая возникает от твердения бетона и принимается линейной функцией, так как ее большая часть проявляется уже в первый день после укладки бетона. Вторая составляющая полной относительной усадки зависит от миграции воды по твердеющему бетону.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \tag{14}$$

13

где: ε_{cs} — полная относительная деформация усадки; ε_{cd} — относительная деформация бетона усадки, обусловленная высыханием (испарение влаги); ε_{ca} — относительная деформация аутогенной усадки, обусловленная высыханием (испарение влаги);

Основное значение относительных деформаций усадки от высыхания ɛcd,0 рассчитывается по формуле:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[\left(220 + 110\alpha_{ds1} \right) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \beta_{RH},$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$
(15)
(16)

где: f_{cm}=58 МПа — средняя прочность бетона при сжатии; f_{cm0}=10 МПа; α_{ds1} и α_{ds2} — коэффициенты, зависящие от класса цемента (таблица 1); RH=70 % — относительная влажность воздуха, %; RH₀=100 %.

Таблица 1. Коэффициенты, зависящие от класса бетона

Класс цемента	$lpha_{ds1}$	α_{ds2}
S	3	0.13
Ν	4	0.12
R	6	0.11

Деформацию усадки, обусловленную испарением, можно найти из выражения:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot K_h \varepsilon_{cd,0} \tag{17}$$

где: k_h — коэффициент, который зависит от приведенного размера сечения h₀(табл .2):

h ₀	k _h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
500 и более	0.7

Таблица 2. Определение коэффициента, зависящего от размеров сечения

h₀ — приведенный размер поперечного сечения, мм;

 $h_0 = 2 \cdot A_c / u \tag{18}$

где: А_с— площадь поперечного сечения бетона; и — периметр части площади поперечного сечения, подвергающейся высыханию (испарению влаги).

Относительная деформация аутогенной усадки определяется по формуле (21)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty), \tag{19}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$
⁽²⁰⁾

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}),$$
 (21)

- здесь t приведено в сутках.

2.2.3.2 Ползучесть бетона

Длительные потери предварительного напряжения определяются с момента приложения усилий обжатия на конструкцию до конца срока эксплуатации станции, т.е. 70 лет.

Деформацию ползучести бетона можно найти из формулы:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \phi(\infty, t_0) \cdot \sigma_c / E_{co}$$
(22)

где:

- σ_с напряжение в бетоне оболочки;
- Е_{с0} модуль упругости бетона
- φ(∞, t₀) предельное значение коэффициента ползучести;
- t₀ возраст бетона в момент нагружения, в сутках.

Коэффициент ползучести $\phi(t,t_0)$ может быть определен по формуле

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \beta_c(t,t_0), \qquad (23)$$

где ϕ_0 — условный коэффициент ползучести,:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \qquad (24)$$

$$\begin{split} \phi_{RH} &= 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1\sqrt[3]{h_0}} & \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа,} \\ \phi_{RH} &= \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа} \end{split}$$
(25)

где

- RH относительная влажность воздуха окружающей среды, %. RH = 70 %;
- β(f_{cm}) коэффициент, учитывающий влияние предела прочности при сжатии бетона на условный коэффициент ползучести:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \tag{26}$$

где

- f_{cm} =58 МПа средняя прочность при сжатии бетона, МПа, в возрасте 28 сут;
- β(t₀) коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона при начале нагружения на условный коэффициент ползучести:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \tag{27}$$

где h₀ — условный приведенный размер элемента, мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \tag{28}$$

15

где:

- А_с общая площадь поперечного сечения бетона (Ас=1200×142000 мм2);
- и периметр элемента, контактирующий с атмосферой (и=142000 мм);
- h₀ = 2400 мм
- β_c(t,t₀) коэффициент, учитывающий развитие ползучести после приложения нагрузки, может быть найден из следующего выражения:

$$\beta_{c}(t,t_{0}) = \left[\frac{(t-t_{0})}{(\beta_{H}+t-t_{0})}\right]^{0,3}$$
(29)

где:

- t возраст бетона на рассматриваемый момент, сут;
- t₀ возраст бетона в момент приложения нагрузки, сут;
- t₀ =420 сут возраст бетона в момент приложения нагрузки к цилиндру;
- t₀ = 180 сут возраст бетона в момент приложения нагрузки к куполу;

- (t t₀) неоткорректированная продолжительность нагружения, сут;
- β_н коэффициент, учитывающий размер элемента (мм) и относительную влажность воздуха и условный размер элемента (h₀, мм). Находится по формуле ниже:

$$\beta_{H} = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \cdot h_{0} + 250 \le 1500 \qquad \text{Для } f_{cm} \le 35 \text{ MI la}$$

$$\beta_{H} = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \cdot h_{0} + 250\alpha_{3} \le 1500\alpha_{3} \qquad \text{Для } f_{cm} > 35 \text{ MПa}$$
(30)

- α_{1/2/3} — факторы, учитывающие влияние прочности бетона:

$$\alpha_{1} = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7}; \ \alpha_{2} = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2}; \ \alpha_{3} = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5}.$$
(31)

Влияние вида цемента на коэффициент ползучести бетона учитывается в виде модификации возраста начала загружения по следующей зависимости:

$$t_{0} = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^{\alpha} \ge 0.5,$$
(32)

где:

- t_{0,T} возраст бетона, корректирующийся с условием учета температуры, при начале нагружения, сут, откорректированный также согласно формуле t_T, приведеннной ниже:
- α находится из таблицы 3.

Таблица 3. Определение коэффициента					
Класс бетона	S	Ν	R		
α (показатель степени)	-1	0	1		

Влияние температуры (от 0°С до 80°С) на зрелость бетона, корректируется по формуле:

$$t_{T} = \sum_{i=1}^{n} e^{-(4000/[273+T(\Delta t_{i})]-13,65)} \cdot \Delta t_{i},$$
(33)

где:

- t_т откорректированный с учетом температуры возраст бетона, который заменяет t в соответствующих формулах;
- $T(\Delta t_i)$ температура, °C, в течение периода времени Δti ;
- ∆t_i количество суток, когда температура Т преобладает.

В нашем случае первые 5 лет (строительство и пуск) преобладает T = 20oC, далее принимаем в расчет температуру нормальной эксплуатации.

Средний коэффициент вариации вычисленного указанным выше методом коэффициента ползучести, определенный по компьютерной базе данных результатов лабораторных исследований, находится в пределах 20 %.

Переход к 95% обеспеченности

$$\varphi_{HODM} = \varphi_{cp} \cdot (1 + 1,64 \cdot 0,2) = 1,328\varphi_{cp}$$
(34)

2.2.4 Расчет по AFCEN ETC-C 2010

2.2.4.1 Общая информация

Нормы AFCEN ETC-C 2010 (Appendix 1.B, 1.B.) ссылаются на EN 1992-2 B.103 "High Strenghth Concrete" Приложение В (справочное) "Относительные деформации ползучести и усадки"

Для обычного бетона, кроме сечений особенно большой толщины, применяется EN 1992-1-1 (разделы B.1(1); B.1(2); B.1(3); B.2(1)).

Данные методы являются более надежны для высокоэффективных бетонов и для элементов, обладающих большой толщиной.

Формулы для ползучести в разделах В.1 и В.103 верны, если средняя цилиндрическая прочность на момент нагружения $f_{cm}(t_0)$ превышает 0,6 f_{cm} , т.е. выполняется условие

$$f_{cm}(t_0) > 0.6 f_{cm}$$
 (35)

Данные формулы, полученные экспериментальным путем, для определения величин ползучести и усадки базируются на коротком промежутке времени, в связи с чем требуется введение некоторого поправочного коэффициента (коэффициентом запаса). При необхомости учета длительного периода времени коэффициент запаса умножаем на полученное значение величины ползучести и усадки:

$$t \leq 1 r.$$
 $\gamma_{lt} = 1;$

$$t \ge 1$$
 г. $\gamma_{lt} = 1 + 0, 1 \log \left(\frac{t}{t_{ref}} \right)$, где $t_{ref} = 1$ г. (36)

Для 70 лет

 $\gamma_{\text{lt}}=1+0.1\log(70/1)=1.1845$

И усадка, и ползучесть делятся на два типа из-за различий причин возникновений деформации (деформация в гидроизолированном бетоне и возникающая из-за высыхания):

- собственная усадка;
- усадка при высыхании;
- основная ползучесть;
- ползучесть при высыхании.

Специальные формулы приведены для бетона с добавками микрокремнезема. В настоящем пункте бетоном с добавками микрокремнезема считается бетон, содержащий микрокремнезем в количестве не менее 5 % от веса цемента.

2.2.4.2 Усадка бетона

Собственная усадка

Развитие собственной усадки зависит от скорости гидратации, т.е. от скорости твердения. «Зрелость бетона» (f_{cm}(t)/f_{ck}) достигается после 28 дней. По истечению этого времени, основной фактор, от которого будет зависеть собственная усадка – время.

Оценить собственную усадку для t ≥ 28 дней можно через модель::

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \cdot [2, 8 - 1, 1\exp(-t/96)] \cdot 10^{-6}.$$
(37)

Из этого следует, что согласно данной формуле 97 % полной собственной усадки бетона происходит за 3 мес.

Усадка при высыхании

Формулы, используемые при учете высыхания бетона, могут быть применены при относительной влажности не более 80%.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) \cdot [72 \exp(-0.046f_{ck}) + 75 - RH] \cdot (t - t_s) \cdot 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} h_0^2}$$
(38)

$$K(f_{ck}) = 18, eсли f_{ck} \le 55 MПа$$
 (39)

17

где:

β_{cd} – зависит от наличия в добавках микрокремнезема и принимается равной:

β_{cd} = 0,007 —с добавками;

β_{cd} = 0,021 — без добавок.

2.2.4.3 Ползучесть бетона

Формулы ниже могут быть применены при относительной влажности не более 80% и также зависят от добавок микрокремнезема в составе бетона:

Ползучесть, зависящая от напряжения, а также запаздывающая, может быть получена из формулы:

$$\varepsilon_{cc} = \sigma(t_0) \cdot \left[\phi_b(t, t_0) + \phi_d(t, t_0) \right] / E_c$$
(40)

Основная ползучесть

$$\varphi_{b}(t, t_{0}) = \varphi_{b0} \cdot \frac{\sqrt{t - t_{0}}}{\left[\sqrt{t - t_{0}} + \beta_{bC}\right]} \varphi_{b0} = \begin{cases} \frac{3.6}{f_{cm}(t_{0})^{0.37}} & -\text{с добавками;} \\ 1,4 & -\text{без добавок;} \end{cases}$$

$$\beta_{bC} = \begin{cases} 0.37 \exp\left(2.8 \cdot \frac{f_{cm}(t_{0})}{f_{ck}}\right) & -\text{с добавками;} \\ 0.4 \exp\left(3.1 \cdot \frac{f_{cm}(t_{0})}{f_{ck}}\right) & -\text{без добавок.} \end{cases}$$

$$(41)$$

Ползучесть при высыхании

Для бетона с добавлением в состав микрокремнезема, ползучесть при высыхании будет крайне незначительна и оценивается относительно усадки при высыхании за тот же интервал времени. Коэффициент может быть вычислен по формуле:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} \cdot [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)], \tag{43}$$

где:

- φ_{d0} = 1000 —с добавками;

- ф_{d0} = 3200 — без добавок.

2.2.5 Расчет по ACI 209R-92

2.2.5.1 Усадка бетона

При отсутствии точных данных по составляющим бетонной смеси и точным условиям твердения среднее значение деформаций усадки в зависимости от времени определяются по формуле:

$$\varepsilon_{sh} = \left[t / (35+t) \right] \cdot 780 \cdot 10^{-6} \cdot \gamma_{sh} \tag{44}$$

где:

- t - время в днях после окончания начального влажного схватывания бетона;

- γ_{sh} параметр, являющийся произведением корректирующих коэффициентов, значения которых приведены ниже:
- γ_{ср} = 0,86 для периода начального влажного схватывания продолжительностью 28 дней;

Влияние влажности:

для относительной влажности окружающей среды 70 % первые 5 лет

$$\gamma_{\lambda} = 1,40 - 0,0102 \cdot \text{RH}(\%) \tag{45}$$

для относительной влажности окружающей среды 40 % период эксплуатации

$$\gamma_{\lambda} = 1,40 - 0,0102 \cdot 40(\%) \tag{46}$$

для отношения объема твердеющего бетона к поверхности, равного V/A = 1200 мм

$$\gamma_{vs} = 1,2 \cdot exp(-0,00472 \cdot V/A)$$
 (47)

Влияние температуры

При температуре порядка 50°С деформации ползучести увеличиваются в 2-3 раза по сравнению с возникаюшими при T=19-24 °C. По результатам экспериментов, описанных в статьях:

- γ_{th} = 1 для температуры окружающей среды около 21°C;

- γ_{th} = 1.8 для температуры окружающей среды около 40°C.

Влияние состава бетонной смеси

Для бетонной смеси подвижностью П5 осадка конуса составляет более 21 см

$$\gamma_{\rm s} = 0.89 + 0.00161 {\rm s}$$
 (48)

Содержание мелкого заполнителя

При ψ ≤ 50%	$\gamma_{\psi} = 0.30 + 0.014 \psi$	(49)
При ψ > 50%	$\gamma_{\psi} = 0.90 + 0.002 \psi$	()

Содержание цемента

$$\gamma_{\rm c} = 0.75 + 0.00061 {\rm c}$$
 (50)

Содержание воздуха

$$\gamma_a = 0.95 + 0.008\alpha$$
 (51)

Суммарный поправочный коэффициент влияния состава бетонной смеси

$$\gamma = \gamma_{\rm c} \cdot \gamma_{\rm s} \cdot \gamma_{\rm \psi} \cdot \gamma_{\rm a} \tag{52}$$

В конце срока службы

$$\gamma_{\rm sh} = \gamma_{\rm cp} \cdot \gamma_{\lambda} \cdot \gamma_{\rm vs} \cdot \gamma_{\rm th} \cdot \gamma_{\rm s} \cdot \gamma_{\rm s} = 0.008 \tag{53}$$

Общий поправочный коэффициент должен приниматься не менее _{γsh} = 0.2.

2.2.5.2 Ползучесть бетона

Длительные потери предварительного напряжения определяются с момента приложения усилий обжатия на конструкцию до конца срока службы станции, т.е. 70 лет.

При отсутствии точных данных по ползучести бетона с учетом местных строительных материалов и условий твердения бетона значение коэффициента ползучести vc в зависимости от времени определяется по формуле:

$$v_c = t \cdot 0.6 / (10 + t \cdot 0.6) \cdot 2.35 \cdot \gamma_c \tag{54}$$

19

где:

- t – время в днях после нагружения конструкции;

Cherenkov, I., Roleder, A. Prestress Losses of Containments of Reactor Buildings. Construction of Unique Buildings and Structures. 2018. 72(9). Pp. 7-30. DOI: 10.18720/CUBS.72.1

- ус – параметр, являющийся произведением коэффициентов представленных ниже:

Влияние времени нагружения:

- для срока приложения нагрузки, равного t_{la} = 420 дней, т.е. 14 месяцев;
- для бетона обычного твердения (без пропаривания)

$$\gamma_{la} = 1.25 \ (t_{la}) - 0.118$$
 (55)

где t_{la} – время нагружения, сут

Влияние влажности

- для относительной влажности окружающей среды 70 % первые 5 лет

$$\gamma_{\lambda} = 1.27 - 0.0067 \cdot \text{RH}(\%) \tag{56}$$

- для относительной влажности окружающей среды 40 % период эксплуатации;

$$\gamma_{\lambda} = 1.27 - 0.0067 \cdot \text{RH}(\%) \tag{57}$$

Влияние температуры: при температуре порядка 50°С деформации ползучести увеличиваются в 2-3 раза по сравнению с возникающими при T=19-24°С. По результатам экспериментов, описанных в статьях

- γ_{th} = 1 для температуры окружающей среды около 21 °C;

- γ_{th} = 1.8 для температуры окружающей среды около 40°С;

Влияние размеров (V/S)

Для отношения объема твердеющего бетона к поверхности испарения, равного V/A = 1200 мм

$$\gamma_{\rm vs} = 2/3 \cdot (1 + 1.13 \cdot \exp(-0.0213 \cdot 1200) \tag{58}$$

Влияние состава бетонной смеси

– Для бетонной смеси подвижностью П5 осадка конуса составляет более 21 см

$$\gamma_{\rm s} = 0.82 \pm 0.067 \, {\rm s}$$
 (59)

- Влияние содержания мелкого заполнителя

$$\gamma_{\rm w} = 0.88 + 0.0024 \,\, \psi \tag{60}$$

Содержание воздуха

$$\gamma_a = 0.46 + 0.09\alpha \ge 1.0.$$
 (61)

- Суммарный поправочный коэффициент влияния состава бетонной смеси

$$\gamma = \gamma_{\rm s} \cdot \gamma_{\rm \psi} \cdot \gamma_{\rm a} \tag{62}$$

Коэффициент ползучести определяется как отношение деформаций ползучести к начальным (упругим) деформациям. Уменьшение напряжений в бетоне под нагрузкой от деформаций ползучести вычисляются на основании коэффициента ползучести и сжимающих напряжений в бетоне. Как видно из приведенной зависимости, коэффициент ползучести зависит от времени приложения нагрузки после вызревания бетона и от текущего времени после нагружения конструкции.

Деформация ползучести в любой момент времени:

$$\varepsilon_c = v_c \cdot (\sigma_c / E_c) \tag{63}$$

где σ_c – напряжение в бетоне оболочки; E_c – модуль упругости бетона.

2.3 Модель

Рассматриваемый объект - внутренняя защитная оболочка здания реактора, аналогичная ВЗО, построенной на Тяньваньской АЭС. Ее основные характеристики приведены в таблице 4.

Таблица 4. Основные характеристики внутренней защитной оболочки

Толщина цилиндрической части	1200 мм
Толщина полусферического купола	1100 мм
Класс бетона по прочности на сжатие	C50/60
Облицовка	6 мм стальная облицовка из углеродистой стали (цилиндр и купол), 8 мм – по фундаментной плите
Расположение пучков	Ортогональное
Группы пучков	Н – кольцевые, HD –кольцевые купола, V – вертикальные
Количество пучков: - вертикальных - кольцевых (горизонтальных)	50 70
Натяжение	На бетон с использованием 2 пилястр (группы Н и HD) и галереи натяжения (группа V)
Пучки	55 канатов, номинальным Ø 15,7 мм каждый
Материал пучков	Высокопрочная проволока SUPER St 1650/1860
Усилия преднапряжения в точках анкеровки до начала скольжения в анкере (предварительные значения)	12 MH - для пучков V, 12 MH - для пучков H и HD
Принцип натяжения	С двух концов с помощью мультистрендового домкрата
Защита канатов от коррозии	Тройная – смазка, полиэтиленовая оболочка, цементация

Общий вид конечно-элементной модели здания реактора представлен на рисунке 4.



MST XSoftware

Рисунок 3. Общий вид модели здания реактора.

3. Результаты и обсуждение

3.1 Первые потери

Первые потери были рассчитаны для определения потерь в зонах анкеровки. Построенная кривая (рисунок 5) соответствует распределению потерь от трения и посадки цанговых зажимов при анкеровке.



Tendon H12. Double end stressing. Tendon force, MN Канат H1. Напряжение с двух концов. Сила в канате, MH



На графике зеленым цветом показано кривая без учета посадки анкерных устройств (до передачи усилий на бетон). Синим цветом с учетом посадки деформации анкерных устройств, Бордовым – с учетом всех потерь.

3.2 Потери от релаксации

По формуле Фрейсине потери от релаксации составляют 4.8%, по EN-1992-1-1 – 5%. Для расчета принимается релаксация согласно расчету по методике EN-1992-1-1 равной 5%.

3.3 Потери от ползучести и усадки

Результаты представлены в виде графиков, представленных ниже.

3.3.1 Результаты по EN-1992-1-1

Рост усадочной деформации в зависимости от времени представлен на рисунке 6.



— Относительная деформация усадки от высыхания (испарения) влаги

Рисунок 5. Средняя деформация усадки в зависимости от времени для цемента класса N по

EN 1992-1-1. В момент 30 месяцев (начало эксплуатации) влажность меняется с 70% на 45%.

Зависимость деформаций ползучести для пяти различных величин постоянных напряжений для цилиндрической части приведены на рисунке 7. Среднее время нагружения конструкции принято равным 14 месяцам. Положительные значения напряжений на рисунках соответствуют сжатию.



Деформации ползучести при разных уровнях напряжений

Рисунок 6. Деформации ползучести при разных уровнях напряжений по SFS-EN 1992-1-1

3.3.1 Результаты по AFCEN ENC-C 2010

Относительные деформации усадки показаны на рисунке 8.



Рисунок 8. Деформации ползучести при разных уровнях напряжения AFCEN ETC-C 2010

3.3.1 Результаты по ACI 209R-92



Средняя деформация усадки в зависимости от времени показаны на рисунке 10.



Средние деформации ползучести в оболочке в зависимости от времени и сжимающих напряжений на рисунке 11. Среднее время нагружения конструкции принято равным 12 месяцам. Положительные значения напряжений на рисунке соответствуют сжатию.



Рисунок 10. Средние деформации ползучести в оболочке в зависимости от времени и сжимающих напряжений

Результаты расчетов усадки и ползучести по различным нормативам приведены в таблице 5.

27

	ACI 209R-92 (Prediction of creep and shrinkage)	EN 1992-1-1		AFCEN E (Appendix 1.B, - sreenkage for and deformations inner containmen B.103 "High Stre	ETC-C 2010 1.B.1 - "Creep and calculations losses s of the liner of the nt") πο EN 1992- 2 nghth Concrete"
		Класс N	Класс R	С микро- кремнеземом	Без микро- кремнезема
Усадочная деформация после окончания влажного схватывания/ через 4 года	97 / 151	114 / 164	120 / 190	86 / 107	84 / 92
Усадочная деформация в конце срока службы	156	333	429	344	201
Прирост усадки	59 / 5	219 / 169	309 / 239	258 / 254	103 / 95
Деформации ползучести в момент приложения нагрузки	293	80 (106)	80 (106)	105	138
Деформации ползучести в конце срока службы (с 95% обеспеченностью)	782	265 (352)	265 (352)	433	680
Суммарная деформация от усадки и ползучести (с 95% обеспеченностью)	841	434 (521)	556 (578)	691	797
Потеря напряжения. МПа	164	85 (101.60)	108.42 (112.7)	134.75	155.42
Потеря усилия, МН	1.352	0.696 (0.838)	0.894 (0.93)	1.11	1.282

Таблица 5. Сводная таблица результатов расчета усадки и ползучести (×10⁻⁶)

Таким образом наибольшее значение потерь от усадки и ползучести получается по методике расчета, описанной в нормах ACI 209R-92.

Эти результаты мы можем сравнить с результатами снятыми с датчиков внутренней защитной оболочки здания реактора ТАЭС, Блок 2. Измеренные и теоретические потери остаточных сил преднапряжения представлены на графике, показанном на рисунке 12.





Красным цветом показаны ожидаемые усилия в зонах анкеровки горизонтальных канатов, синим вертикальных. Линия теоритических значений определялась на основе логарифмического закона падения 28 усилий за 70 лет. Начальная и конечная точка была определена для соответствующих моментов времени. Кривые, показанные пунктиром, соответствуют реальным значениям, полученных с контрольноизмерительной аппаратуры, установленной на внутренней оболочке Тяньваньской АЭС. По точкам измерений была построена логарифмическая линия тренда методом наименьших квадратов, отражающая дальнейшие ожидаемые потери предварительного напряжения. Из графиков очевидно, что линии измеренных и теоритических потерь параллельны и расхождения составляют не более 5%. Данная погрешность является допустимой для инженерных расчетов.

4. Заключение

- 1. Анализ нормативов показал, что различные нормы описывают одни и те же физические процессы, но применяются различные формулы для их определения.
- 2. ACI 209R-92 дает наиболее консервативный результат, что делает его предпочтительнее для проектных работ, особо важных с точки зрения безопасности объектов.
- Из сравнения результатов измеренных на Тяньваньской АЭС и теоритических потерь остаточных сил преднапряжения, можно сделать вывод, что методика, описанная в ACI 209R-92, достаточно точно описывает развитие потерь преднапряжения и дает хорошее совпадение с натурными измерениями.
- 4. Использование методики, изложенной в ACI 209R-92 рекомендуется для расчета массивных конструкций, в том числе внутренних защитных оболочек зданий реакторов, проектируемых в России и за рубежом.

Литература

- Marwan A. Daye. Creep and shrinkage of concrete: Effect of materials and environment (Sp-135). Amer Concrete Inst, 1992. 286 p.
- [2]. Adam M. Neville, J.J. Brooks, Walter H. Dilger. Creep of Plain and Structural Concrete. Construction Press, 1983. 380 p.
- [3]. Adam M. Neville, Walter H. Dilger. Creep of Concrete Plain, Reinforced and Prestressed. Elsevier, 1970. 622 p.
- [4]. Chung C.Fu, Marwan Daye. Statistical prediction of posttensioning system relaxation based on the in-service surveillance // Structural Safety. 1990. Vol. 9, Issue 2, Pp. 129-137.
- [5]. Stevenson J.D., Eibl J., Curbach M., Johnson T.E., Daye M.A., Riera J.D., Krutzik N.J., Nemet J., Iyengar K.T.S. Advances in the analysis and design of concrete structures, metal containments and liner plate for extreme loads // Nuclear Engineering and Design. 1992. Vol. 134, Issue 1, Pp. 87-107.
- [6]. Mitzel A., Klapoc M. On the superposition of shrinkage and creep deformations // Build. 1967. Sci. 2(3). Pp.257-271.
- [7]. Troxell G., Raphael J., Davis R. Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete // ASTM Proc, 1958. Vol. 58. Pp. 1101-1120.
- [8]. Mueller H.S., Kvitsel V. K. Kriechen und Shwinden von Beton – Grundlage der neuen DIN 1045 und Ansatze fur die Praxis // Beton und Stahlbetonbau, 2002. Vol. 91(1). Pp. 8-19.
- [9]. Bazant Z.P. Prediction of concrete creep effects using ageadjusted effective modulus method // ACI 69, 1972. Pp.212-217.
- [10]. Hansen T.C., Mattock A.H. Influence of size and shape on the shrinkage and creep of concrete // ACI 63, 1966. Pp. 267-290.
- [11]. Gilbert R.I. Creep and shrinkage models for high strength concrete – proposals for inclusion in AS3600 // Engineers Australia, 2002. Vol. 4(2). Pp. 95-106
- [12]. Neville A.M. Properties of Concrete. Pearson, 2011. 420 p.
- [13]. Цилосани З.Н. Усадка и ползучесть бетона. Мецниереба, 1979, 230 с.
- [14]. Tim Van Mullem, Nicky Revbrouk, Piterian Criel, Luc Taerwe,

References

- Marwan A. Daye. Creep and shrinkage of concrete: Effect of materials and environment (Sp-135). Amer Concrete Inst , 1992. 286 p.
- [2]. Adam M. Neville, J.J. Brooks, Walter H. Dilger. Creep of Plain and Structural Concrete. Construction Press, 1983. 380 p.
- [3]. Adam M. Neville, Walter H. Dilger. Creep of Concrete Plain, Reinforced and Prestressed. Elsevier, 1970. 622 p.
- [4]. Chung C.Fu, Marwan Daye. Statistical prediction of posttensioning system relaxation based on the in-service surveillance // Structural Safety. 1990. Vol. 9, Issue 2, Pp. 129-137.
- [5]. Stevenson J.D., Eibl J., Curbach M., Johnson T.E., Daye M.A., Riera J.D., Krutzik N.J., Nemet J., Iyengar K.T.S. Advances in the analysis and design of concrete structures, metal containments and liner plate for extreme loads // Nuclear Engineering and Design. 1992. Vol. 134, Issue 1, Pp. 87-107.
- [6]. Mitzel A., Klapoc M. On the superposition of shrinkage and creep deformations // Build. 1967. Sci. 2(3). Pp.257-271.
- [7]. Troxell G., Raphael J., Davis R. Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete // ASTM Proc, 1958. Vol. 58. Pp. 1101-1120.
- [8]. Mueller H.S., Kvitsel V. K. Kriechen und Shwinden von Beton Grundlage der neuen DIN 1045 und Ansatze fur die Praxis // Beton und Stahlbetonbau, 2002. Vol. 91(1). Pp. 8-19.
- [9]. Bazant Z.P. Prediction of concrete creep effects using ageadjusted effective modulus method // ACI 69, 1972. Pp.212-217.
- [10]. Hansen T.C., Mattock A.H. Influence of size and shape on the shrinkage and creep of concrete // ACI 63, 1966. Pp. 267-290.
- [11]. Gilbert R.I. Creep and shrinkage models for high strength concrete – proposals for inclusion in AS3600 // Engineers Australia, 2002. Vol. 4(2). Pp. 95-106
- [12]. Neville A.M. Properties of Concrete. Pearson, 2011. 420 p.
- [13]. Tsilosani Z.N. Shrinkage and Creep of concrete. Metsniyereba, 1979, 230 s.
- [14]. Tim Van Mullem, Nicky Revbrouk, Piterian Criel, Luc Taerwe, Robby Caspeele. Contemporary Analysis and Numerical Simulation of Revisited Long-Term Creep Tests on Reinforced Concrete Beams from the Sixties // High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet Proceedings of the 2017 fib

29

Cherenkov, I., Roleder, A. Prestress Losses of Containments of Reactor Buildings. Construction of Unique Buildings and Structures. 2018. 72(9). Pp. 7-30. DOI: 10.18720/CUBS.72.1

Robby Caspeele. Contemporary Analysis and Numerical Simulation of Revisited Long-Term Creep Tests on Reinforced Concrete Beams from the Sixties // High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet Proceedings of the 2017 fib Symposium, 2017. Pp. 2802-2809.

- [15]. R. Ian Gilbert, Arnaud Castel, Inam Khan, Warren South, James Mohammadi. An Experimental Study of Autogenous and Drying Shrinkage // High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet Proceedings of the 2017 fib Symposium, 2017. Pp. 32-41.
- [16]. Fernando Acosta, Hazard S. Muller. Kinetics of Drying Shrinkage and Creep: An Experimentally Based Code-Type Approach // High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet Proceedings of the 2017 fib Symposium, 2017. Pp. 24-31.
- [17]. K. Nijs, M. Ishikawa. Finite Element Implenetation of a Drying Shrinkage Model Based on Pore Evaporation Mechanics // High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet Proceedings of the 2017 fib Symposium, 2017. Pp. 49-55.
- [18]. В.А. Соколов, Д.А. Страхов, Л.Н. Синяков, С.В. Васютина. Напряженное состояние защитных оболочек в зоне отверстий вследствие кривизны преднапряженных элементов // Инженерно-строительный журнал, 2017. № 2. С. 33-41
- [19]. Е.В. Кишиневская, Н.И. Ватин, В.Д. Кузнецов. Усиление строительных конструкций с использованием постнапряженного железобетона // Инженерностроительный журнал, 2009. № 2. С. 29-32.
- [20]. И.О. Погребной, В.Д. Кузнецов. Безригельный предварительно напряженный каркас с плоским перекрытием // Инженерно-строительный журнал, 2010. № 3. С. 52-55.
- [21]. Maskaleva V., Rybakov V. The analysys of convergence of finite element method for a foundation slab on the bilinear subgrade // Applied Mechanics and Materials. 2015. T. 725-726. C. 842-847.
- [22]. Рыбаков В.А., Коломийцев Д.Е., Родичева А.О. // Огнестойкость междуэтажного перекрытия на основе стальных С-образных профилей // Инженерностроительный журнал. 2010. № 8 (18). С. 32-37.
- [23]. Rybakov V.A., Ananeva I.A., Rodicheva A.O., Ogidan O.T. Stress-strain state of composite reinforced concrete slab elements under fire activity // Инженерно-строительный журнал. 2017. № 6 (74). С. 161-174.
- [24]. Prestress Manual. State of California. Department of Transportation engineering service, 2005. Rev 1

Контактная информация

- 1.* +79818287841, iacherenkov@atomproekt.com (Черенков Иван Антонович, студент)
- +79217529399, a_roleder@so2.spbaep.ru (Роледер Александр Юрьевич, к.т.н., главный инженер управления)

Symposium, 2017. Pp. 2802-2809.

- [15]. R. Ian Gilbert, Arnaud Castel, Inam Khan, Warren South, James Mohammadi. An Experimental Study of Autogenous and Drying Shrinkage // High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet Proceedings of the 2017 fib Symposium, 2017. Pp. 32-41.
- [16]. Fernando Acosta, Hazard S. Muller. Kinetics of Drying Shrinkage and Creep: An Experimentally Based Code-Type Approach // High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet Proceedings of the 2017 fib Symposium, 2017. Pp. 24-31.
- [17]. K. Nijs, M. Ishikawa. Finite Element Implenetation of a Drying Shrinkage Model Based on Pore Evaporation Mechanics // High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet Proceedings of the 2017 fib Symposium, 2017. Pp. 49-55.
- [18]. V.A. Sokolov, D.A. Strakhov, L.N. Sinyakov, S.V. Vasyutina. Stress state of protective shells in the area of holes due to prestressed reinforcement curvatur // Magazine of Civil Engineering, 2017. № 2. 2017. Pp. 33-41
- [19]. Ye.V. Kishinevskaya, N.I. Vatin, V.D. Kuznetsov. Strenghthening of structures with using of prestressed reinforced concrete // Magazine of Civil Engineering. № 2. 2009. Pp. 29-32.
- [20]. I.O. Pogrebnoy, V.D. Kuznetsov. Prestressed reinforced concrete frame without collar beams with flat slab // Inzhenerno-stroitelnyy zhurnal, 2010. № 3. Pp. 52-55.
- [21]. Maskaleva V., Rybakov V. The analysys of convergence of finite element method for a foundation slab on the bilinear subgrade // Applied Mechanics and Materials. 2015. T. 725-726. S. 842-847.
- [22]. Rybakov V.A., Kolomiytsev D.Ye., Rodicheva A.O. // Ognestoykost mezhduetazhnogo perekrytiya na osnove stalnykh S-obraznykh profiley // Inzhenerno-stroitelnyy zhurnal. 2010. № 8 (18). S. 32-37.
- [23]. Rybakov V.A., Ananeva I.A., Rodicheva A.O., Ogidan O.T. Stressstrain state of composite reinforced concrete slab elements under fire activity // Inzhenerno-stroitelnyy zhurnal. 2017. № 6 (74). S. 161-174.
- [24]. Prestress Manual. State of California. Department of Transportation engineering service, 2005. Rev 1

Contact information

- 1.* +79818287841, iacherenkov@atomproekt.com (Cherenkov, Ivan, Student)
- 2. +79217529399, a_roleder@so2.spbaep.ru (Roleder, Aleksandr, Ph.D., chief engineer)

© Черенков И.А., Роледер А.Ю., 2018