

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ**

**ГОУ ВПО «ДОНБАССКАЯ НАЦИОНАЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ»**

**ПОВЕДЕНИЕ БЕТОНОВ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПРИ НАЛИЧИИ НАГРУЗОК И
ТЕПЛОВЛАЖНОСТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ
РАЗЛИЧНОЙ ДЛИТЕЛЬНОСТИ**

(становление и развитие научной школы д.т.н, проф. А.П. Кричевского)

Макеевка, 2020 г.

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ**

**ГОУ ВПО «ДОНБАССКАЯ НАЦИОНАЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ»**

Международная научно-техническая конференция

**ПОВЕДЕНИЕ БЕТОНОВ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПРИ НАЛИЧИИ НАГРУЗОК И
ТЕПЛОВЛАЖНОСТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ РАЗЛИЧНОЙ
ДЛИТЕЛЬНОСТИ**

(становление и развитие научной школы д.т.н, проф. А.П. Кричевского)

*Электронный сборник статей по материалам
международной научно-технической конференции*

(20 – 21 октября 2020 г., г. Макеевка)

Макеевка, 2020

Печатается по решению ученого совета ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры», протокол № 3 от 30 ноября 2020 г.

Редакционная коллегия:

Зайченко Н.М.	– председатель оргкомитета, ректор ГОУ ВПО «ДОННАСА»
Мущанов В.Ф.	– проректор по научной работе ГОУ ВПО «ДОННАСА»;
Левин В.М.	– д.т.н., профессор, ГОУ ВПО «ДОННАСА»;
Корсун В.И.	– д.т.н., профессор, ФГАОУ ВО «СПбПУ»;
Левченко В.Н.	– к.т.н., профессор, проректор по научно-педагогической и воспитательной работе.
Дмитренко Е.А.	– к.т.н., доцент, ГОУ ВПО «ДОННАСА»;
Волков А.С.	– к.т.н., доцент, ГОУ ВПО «ДОННАСА»;
Брыжатый О.Э.	– к.т.н., доцент, ГОУ ВПО «ДОННАСА»;
Недорезов А.В.	– к.т.н., доцент, ГОУ ВПО «ДОННАСА».

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности: Электронный сборник научных трудов международной научно-технической конференции / Редколлегия: Н.М. Зайченко, В.Ф. Мущанов, В.М. Левин и др. – Макеевка, ДОННАСА, 2020. –173 с.

Электронный сборник содержит 17 научных работ участников международной научно-технической конференции «Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности». Материалы представлены по таким тематическим направлениям: «Железобетонные и сталефибробетонные конструкции: расчет, конструирование, изготовление и возведение», «Прочностные и деформативные свойства бетона, арматуры, железобетона. Исследования свойств сцепления арматуры с бетоном», «Строительные конструкции, работающие в условиях совместных силовых и температурно-влажностных воздействий», «Механика деформируемого твердого тела и ее приложения к механике железобетона».

Данное издание будет полезно магистрантам, студентам, молодым ученым и всем интересующимся актуальным состоянием и тенденциями развития современной науки по рассматриваемым тематическим направлениям.

Научное электронное издание

Авторы научных статей несут ответственность за оригинальность текстов, а также достоверность изложенных фактов и положений

РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

В.И. Корсун^а

^аФГАОУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого», г. Санкт-Петербург

***Аннотация.** Представлены результаты анализа влияния повышенных температур на основные закономерности формирования НДС железобетонных конструкций зданий и сооружений. Изложены основные возможности и недостатки представленных в нормативных документах инженерных методов расчета характерных элементов железобетонных конструкций и метода расчета по нелинейной деформационной модели. Рассмотрены возможности и направления дальнейшего развития деформационных моделей железобетона применительно к обычным тяжелым и высокопрочным модифицированным бетонам в части учета основных специфических свойств железобетона: физической нелинейности деформирования, длительных процессов в бетоне, работы железобетона в условиях неоднородных (одно-, двух-, трехосных) напряженных состояний с трещинами, неоднородности свойств материалов по объему конструкции, зависимости характеристик механических и реологических свойств бетона и арматуры от температуры и продолжительности нагрева, от режимов силовых и температурных воздействий, от масштабного фактора.*

***Ключевые слова:** железобетонные конструкции, бетоны, нагрев, механические и реологические свойства, характеристики, расчет, инженерные методы, деформационные модели, развитие.*

Введение

Большому классу конструкций зданий и инженерных сооружений свойственна работа в условиях совместных силовых и температурных воздействий. Воздействие повышенных температур на бетон обуславливает, наряду с деформациями температурного удлинения, проявление деформаций усадки, связанных со снижением влагосодержания в бетоне. При этом в условиях первого кратковременного нагрева отмечается существенное на величину до 35% снижение прочности на осевое сжатие и растяжение, снижение начального модуля упругости бетона на 40-50%, увеличение предельной сжимаемости на 20% и растяжимости на 10%. После длительного воздействия повышенных температур отмечается некоторое восстановление прочности, начального модуля упругости и дополнительное увеличение до 50% предельной сжимаемости у тяжелого бетона средних классов прочности.

Температурно-влажностные воздействия существенно изменяют напряженно-деформированное состояние (НДС) строительных конструкций и, особенно, железобетонных. Основные особенности влияния температурно-влажностных воздействий на НДС железобетонных конструкций проявляются в следующем:

- температурные воздействия прикладываются к конструкциям односторонне, в виде температурных перепадов, что обуславливает неоднородность по объему конструкций значений характеристик теплофизических, механических и реологических свойств материалов;
- воздействие повышенных температур оказывает существенное влияние на характеристики прочностных и деформационных свойств бетона и арматуры, способствует проявлению температурного «старения» бетона;
- деформации усадки и ползучести бетона в условиях повышенных температур кратно, в 2 - 3 раза, превышают соответствующие деформации бетона в условиях нормальной температуры, что необходимо учитывать в расчетных моделях конструкций;
- несвободные температурные деформации обуславливают появление в статически неопределимых конструкциях «температурных» усилий, величины которых, вследствие трещинообразования и релаксации напряжений, изменяются с течением времени;
- железобетонные конструкции при неравномерном нагреве работают, как правило, с трещинами;
- температурные и влажностные деформации – объемные по своей природе, поэтому стесненное развитие указанных деформаций обуславливает возникновение в конструкциях, в общем случае, объемных (трехосных) напряженных состояний.

Современное состояние методов расчета железобетонных конструкций на температурно-влажностные воздействия

Основными нормативными документами, регулирующими вопросы проектирования железобетонных конструкций в Российской Федерации, являются [19 -22]:

СП 27.13330.2017 Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур (Актуализированная редакция СНиП 2.03.04-84);

СП 21-00-00 Огнестойкость и огнесохранность железобетонных конструкций. Москва 2004;

СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций из тяжелого бетона;

ПОСОБИЕ По расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к **СТО 36554501-006-2006**);

Нормы Украины **ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 (EN 1992-1-2:2004, IDT)** [23] представлены переводом на украинский язык Еврокода 2 (**EN 1992-1-2:2004**) в сочетании с Национальным дополнением, в котором применительно к условиям воздействия

повышенных температур на железобетонные конструкции представлены только корректируемые величины температурных воздействий. В остальном за основу принята методика **EN 1992-1-2:2004**.

В европейских нормах **EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules - Structural fire design** (Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-2: Общие требования. Огнестойкость) [24] представлены возможности расчета железобетонных конструкций на температурные воздействия только путем корректировки с помощью соответствующих коэффициентов условий работы нормируемых значений прочности, начального модуля упругости и предельных деформаций при сжатии и растяжении для тяжелых бетонов классов по прочности до B100. При этом количественные значения характеристик свойств для бетонов классов до B60 отличаются от значений в **СП 27.13330.2017**, что отражает определенные различия как в составах, так и в исходном сырье для бетонов, а также определенные особенности в практике нормирования исходных значений характеристик.

В нормах всех стран влияние повышенных температур на характеристики свойств бетона учитывается с помощью системы корректирующих коэффициентов к основным (базовым) характеристикам свойств бетона при $t^0 = 20^{\circ}\text{C}$.

Нормы **СП 27.13330.2017** – актуализированная редакция СНиП 2.03.04-84, которым нет аналогов в других странах. Разработаны наиболее полно для тяжелых бетонов классов по прочности до B60. Для бетонов более высоких классов характеристики физико-механических и реологических свойств в этом документе отсутствуют вследствие недостаточной изученности.

Ограничения в методике норм **СП 27.13330.2017** [19]:

- рассматриваются только два расчетных температурных режима: первый кратковременный нагрев и длительный нагрев при расчетной температуре, для которого характерна стабилизация характеристик свойств до постоянных значений; случай остывания после длительного нагрева может быть смоделирован в работе только в части учета необратимых деформаций температурной усадки бетона и связанных с ними напряжений (усилий);
- полагается, что в остывшем после нагрева состоянии характеристики свойств равны таким же, как и в нагретом (это нуждается в проверке, так как остывание, неравномерное по объему конструкций, ожидаемо должно приводить к дополнительному микротрещинообразованию преимущественно в наружных слоях конструкции);

- не учитывается влияние масштабного фактора на характеристики свойств бетона, в то время как имеющиеся результаты исследований для условий нормальной и повышенных температур [5, 14, 25] свидетельствуют о важности данного фактора;
- не учитывается влияние предыстории нагрева и нагружения на характеристики механических и реологических свойств бетона (режимы нагрева и нагружения), что существенно, так как прямо связано с явлением температурного «старения» бетона [5, 9, 14, 26];
- применение в расчетах нелинейной деформационной модели рекомендовано в форме ссылки на методику СП 63.13330.2018 и общих текстовых рекомендаций. При этом в разрешающих соотношениях в обобщенной форме не учитываются температурные деформации и деформации ползучести;
- отсутствуют рекомендации по учету работы бетона и железобетона при неодноосных напряженных состояниях.

Наиболее перспективным методом расчета прочности и деформаций железобетонных конструкций при температурных воздействиях является метод расчета по нелинейной деформационной модели, в которой возможно учесть основные специфические свойства железобетона: неоднородность свойств бетона и арматуры, обусловленные неравномерным нагревом и трещинообразованием в бетоне, физическую нелинейность деформирования, усадку ползучесть бетона, работу железобетона в условиях неодноосных напряженных состояний и др.

Наиболее полное развитие деформационные модели для железобетона применительно к температурным задачам, в том числе для плоско- и объемно напряженных элементов, получили в исследованиях [2, 4, 5, 14, 15]. Разработанные в [5, 14] аналитические выражения позволяют учитывать изменчивость характеристик свойств бетона для любого произвольного момента времени воздействия температур.

Однако, указанные модели нуждаются в дальнейшем развитии применительно к современным высокопрочным бетонам в части более полного учета основных значимых факторов влияния.

Задачи развития общей деформационной модели железобетона

Развитие методов расчета железобетонных конструкций, ориентированных на применение ЭВМ и строящихся на использовании диаграмм деформирования материалов в общем случае объемного напряженного состояния, осуществляется путем последовательного решения трех групп взаимосвязанных задач:

1. Разработка аналитических выражений, описывающих изменение основных прочностных и деформационных свойств бетона при одноосных напряженных состояниях в зависимости от ряда значимых факторов – температуры и продолжительности нагрева, уровня предварительного нагружения, скорости приложения нагрузки, возраста бетона к моменту нагревания, масштабного фактора и других.
2. Разработка модели деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния, учитывающей анизотропию кратковременного и длительного деформирования бетона, обусловленную процессом разрушения структуры, и использующей в качестве исходных характеристики свойств бетона при одноосных напряженных состояниях.
3. Разработка физических соотношений для элементов железобетонных сооружений в виде пластин или брусьев с учетом неоднородности свойств и граничных условий, соответствующих действиям температурно-влажностных градиентов; реализация физических соотношений в программах расчета.

Нелинейная расчетная деформационная модель железобетона строится в общем виде на основе совместного решения трех групп взаимосвязанных уравнений:

- физических, связывающих напряжения и деформации в бетоне и в арматуре;
- геометрических, устанавливающих связи между деформациями (удлинениями и кривизнами) всего железобетонного элемента и его частей в предположении справедливости закона плоских сечений;
- уравнений статического равновесия сил в расчетных сечениях.

Физические уравнения должны учитывать все составляющие полных деформаций бетона и арматуры – силовых, обусловленных действующими напряжениями, температурных, усадочных и деформаций ползучести. Силовые деформации определяются в соответствии с принятыми физическими законами деформирования бетона и арматуры с учетом всех значимых факторов влияния на параметры диаграмм деформирования.

Характеристики прочностных и деформационных свойств в условиях нагрева. Наиболее полно исследованы применительно к бетонам средней прочности. В работах [5, 8, 14, 17, 25, 26] предложены аналитические выражения для учета влияния повышенных температур на основные характеристики механических свойств обычных бетонов средней прочности. При этом структура аналитических выражений построена таким образом, что при вычислении характеристик прочности бетона при осевом сжатии $R_{b,tem}$, осевом растяжении $R_{b,t}$ и начального модуля упругости $E_{b,tem}$ условия работы бетона, характеризующиеся температурой t_o , продолжительностью нагрева T , уровнем предварительного нагружения

$\eta = \sigma_l / R_b$, возрастом бетона к моменту нагрева τ , масштабным и другими факторами, учитываются функциями $\gamma_{b,i}$, $\gamma_{t,i}$, $\beta_{b,i}$ ($i = t_o, T, \eta, \tau, m_o$):

$$R_{b,tem}(t^o, T, \eta, \tau, m_o) = R_b * \gamma_{bt} * \gamma_{b,\eta} * \gamma_{b,\tau} * \gamma_{bm}; \quad (1)$$

$$R_{b,t}(t^o, T, \eta, \tau, m_o) = R_{bt} * \gamma_{tt} * \gamma_{t,\eta} * \gamma_{t,\tau} * \gamma_{tm}; \quad (2)$$

$$E_{b,tem}(t^o, T, \eta, \tau, m_o) = E_b * \beta_b * \beta_\eta * \beta_\tau * \beta_m. \quad (3)$$

Для стандартных испытаний предварительно ненагруженного бетона ($\eta=0$) при $t^o = +20^\circ\text{C}$ в возрасте $\tau_o = 28$ сут значения функций $\gamma_{b,i}$, $\gamma_{t,i}$, $\beta_{b,i}$ автоматически приравниваются единице.

Предельные деформации бетона при осевом сжатии $\varepsilon_{u,tem}$ и осевом растяжении $\varepsilon_{u,tt}$ в условиях нагрева с достаточной точностью могут определяться в зависимости от соответствующих характеристик ε_u и ε_{ut} в условиях нормальной температуры из следующих соотношений:

$$\varepsilon_{u,tem} = \varepsilon_u * \frac{\gamma_{bt} * \gamma_{b,\eta} * \gamma_{b,\tau} * \gamma_{b,m}}{\beta_b * \beta_{b,\eta} * \beta_\tau * \beta_{b,m}}; \quad \varepsilon_{u,t} = \varepsilon_{ut} * \frac{\gamma_{tt} * \gamma_{t,\eta} * \gamma_{t,\tau} * \gamma_{t,m}}{\beta_b * \beta_{b,\eta} * \beta_\tau * \beta_{b,m}}; \quad (4)$$

Отмечается, что выражения (4) только приближенно соответствуют опытным данным, поскольку зависят от многих факторов влияния. Входящие в них функции $\gamma_{b,i}$, $\gamma_{t,i}$, $\beta_{b,i}$ ($i = t_o, T, \eta, \tau, m_o$) нуждаются в уточнении, особенно для случая осевого растяжения. Формальное применение соотношений (1) – (3) приводит к недооценке прочности высокопрочных бетонов на величины до 20% как при кратковременном, так и при длительном нагреве.

Для описания диаграмм деформирования высокопрочных бетонов наиболее удачной представляется зависимость в форме, применяемой в EN 1992-1-2:2004 [24], позволяющая трансформации в соответствии с обозначенными факторами влияния. Для арматуры вполне приемлема билинейная диаграмма Прандтля.

Расчет температурно-усадочных деформаций бетона. Для условий повышенных температур применительно к обычному тяжелому бетону средних классов прочности наиболее разработанной является методика А.П. Кричевского [14], в которой полные температурные деформации бетона определяются суммой составляющих:

$$\varepsilon_{bt}(t^o, T) = (\alpha_{tt}(t^o) + \Delta\alpha_{tt}(t^o, T)) \cdot \Delta t^o - \varepsilon_{cs}(t^o, T) = \alpha_{bt}(t^o, T) \cdot \Delta t^o \quad (4)$$

$$\Delta t^o = t^o - t_0, \quad (5)$$

Методика позволяет с достаточной степенью точности для диапазона повышенных до 200°C температур и для произвольного момента времени T от начала нагрева рассчитывать деформации температурного удлинения и усадки бетона.

Применительно в высокопрочным модифицированным бетонам классов до В90 в работе [8] предложены уточненные аналитические выражения для функций α_{ttt} , $\Delta\alpha_{ttt}$, ϵ_{cs} . При этом составляющей необратимых температурных деформаций, развивающихся при первом нагреве, оказалось возможным пренебречь ввиду ее малости. Это связано, очевидно, с гораздо более низким водоцементным отношением в модифицированных бетонах, приготовленных с применением суперпластификаторов.

Расчет деформаций ползучести в условиях повышенных температур. Наиболее полно методика расчета разработана в работе А.П. Кричевского [14] применительно к бетонам средней прочности. Использован математический аппарат теории старения. Температурное старение бетона учитывается трансформированием диаграмм деформирования с помощью функций приведенного времени. Учитываются нелинейность ползучести от уровня длительного нагружения и влияние масштабного фактора с помощью параметра m_0 – модуля открытой поверхности. Предложен способ учета в аналитических соотношениях ступенчатых режимов температурных воздействий.

В работе [26] предложен вариант аналитических выражений для расчета деформаций ползучести в условиях осевого сжатия применительно к высокопрочным бетонам классов до В90, построенный на основе методики [14]. Соотношениями [26] учитывается влияние основных значимых факторов: возраста бетона к моментам нагружения и нагрева, температуры нагрева, температурного старения бетона, нелинейности ползучести, масштабного фактора. По мере накопления опытных данных соотношения [26] могут быть уточнены. При этом необходимо иметь в виду, что большинство из известных теорий ползучести бетона, построенных на основе программ «жестких» нагружений и представленных в традиционном виде их определяющих соотношений, затруднительно использовать в алгоритмах современных конечно-элементных расчетов.

Методика диаграмм-изохрон. Позволяет описывать процесс длительного деформирования бетона [2, 3, 9, 15] путем трансформации диаграмм деформирования соответственно скорости (продолжительности) возрастающего нагружения (рис. 1). Нуждается в дальнейшем развитии на основе данных экспериментальных исследований по специальным программам «мягкого» и «жесткого» нагружения. Для условий нормальной температуры построение диаграмм-изохрон выполнено в работах [2, 3, 9], для условий повышенных температур – в исследованиях [9, 15]. Методика изохрон, как методика трансформируемых диаграмм физически нелинейного деформирования бетона, является наиболее удобной для применения в алгоритмах современных вычислительных комплексов. Она нуждается в дальнейшем развитии применительно к высокопрочным бетонам для условий воздействия повышенных температур.

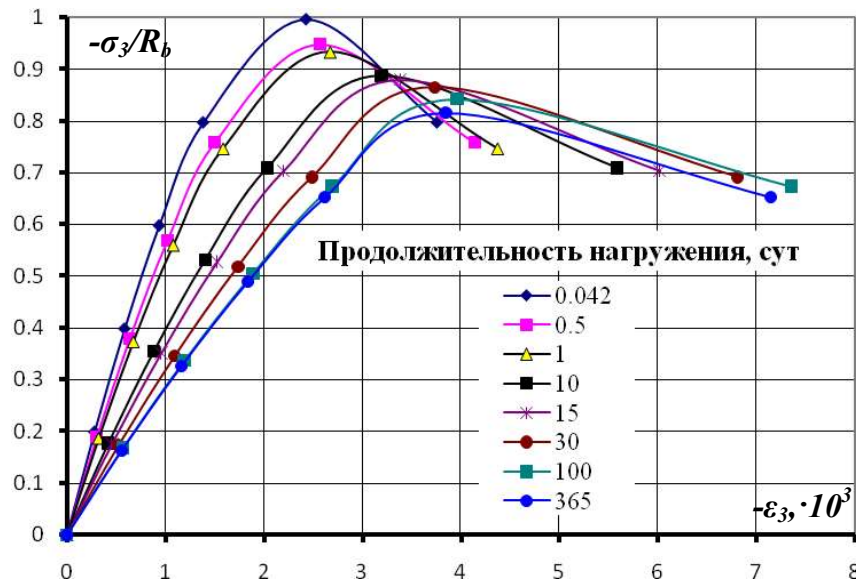


Рис. 1. Расчетные диаграммы-изохроны для бетона для условий нормальной температуры [9]

Ортотропная модель деформирования бетона. Необходимость ее построения обусловлена тем, что бетон в конструкциях железобетонных инженерных сооружений, эксплуатирующихся в условиях силовых и температурно-влажностных воздействий, испытывает, как правило, сложные (неодноосные) напряженные состояния, определяющие в значительной степени закономерности его деформирования и разрушения.

К настоящему времени не существует законченной расчетной модели бетона для общего случая объемного напряженного состояния. Это объясняется сложностью процесса деформирования бетона при нагружении, сопровождающегося процессами микроразрушений в его структуре, развивающимися по законам, отличным от законов деформирования сплошных тел. Проявляющаяся при этом силовая (деформационная) анизотропия имеет форму ортотропии и сопровождается явлениями сжимаемости и дилатации, имеющими определенную направленность в трехмерном пространстве напряжений.

Ортотропная модель деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния, разработанная Н.И. Карпенко [2], является наиболее разработанной, однако содержит большое количество числовых коэффициентов, физический смысл которых не всегда ясен, и это является одним из сдерживающих факторов для ее дальнейшего уточнения и развития, в том числе применительно к бетонам различной прочности.

Наиболее перспективной для дальнейшего развития представляется модель [4, 5], построенная в развитие деформационной теории пластичности Г.А. Гениева [1] на основе

условного разделения тензора полных деформаций на упруго-пластические и псевдопластические составляющие. Развитие модели произведено в части:

- а. введения зависимости обобщенной диаграммы упруго-пластического деформирования бетона от вида напряженного состояния;
- б. разделения псевдопластических деформаций, связанных с микроразрушениями в структуре, на деформации сдвигового уплотнения и сдвигового разуплотнения;
- в. учета направленного, соответственно виду напряженного состояния, развития псевдопластических деформаций уплотнения и разуплотнения.

Компоненты полных деформаций в направлении осей ортотропии при кратковременном нагружении напряжениями ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) определяются соотношениями:

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_i}{E} - \frac{\mu_o}{E} \cdot (\sigma_j + \sigma_k) + b_i \cdot \Theta_{pc} + a_i \cdot \Theta_d; \quad (i, j, k = 1, 2, 3); \quad (6)$$

$$b_1 + b_2 + b_3 = 1; \quad a_1 + a_2 + a_3 = 1. \quad (7)$$

В формулах (6) ÷ (7):

Θ_{pc} – объемная деформация уплотнения, обусловленная деформациями сдвига; Θ_d – объемная деформация дилатации;

b_i, a_i ($i = 1, 2, 3$) – коэффициенты разложения объемных деформаций Θ_{pc} и Θ_d на составляющие вдоль главных осей, с помощью которых учитывается направленность развития эффектов сжимаемости и дилатации.

Значения коэффициентов ортотропии b_i, a_i ($i = 1, 2, 3$) определены из разработанной расчетной модели разрушения структуры бетона в предположении, что развитие микроразрушений происходит по сдвиго-отрывному механизму с образованием "зигзаг-трещин" и увеличение объема бетона при сжатии обусловлено образованием трещин нормального отрыва. При этом аналитические выражения для модуля деформаций E , объемных деформаций Θ_{pc} и Θ_d подбираются из условия лучшей аппроксимации опытных данных.

Применение двухинвариантной функции вида напряженного состояния для описания закономерностей изменения модуля деформаций E позволяет получить сравнительно несложный математический аппарат для всех случаев плоского напряженного состояния. Для общего случая объемного напряженного состояния функция вида напряженного состояния нуждается в уточнении на основе результатов экспериментальных исследований по специальным программам сложного нагружения.

Модель длительного деформирования бетона при одноосных напряженных состояниях.

К настоящему времени не имеет законченного решения вследствие недостаточного объема достоверных данных из-за высокой сложности экспериментальных исследований

процессов длительного ортотропного деформирования бетона при большом количестве вариантов действий сжимающих и растягивающих напряжений.

В исследованиях [5, 10, 12] на основе анализа опытных данных [5, 6, 7, 12, 16, 18] построена методика расчета деформаций ползучести тяжелого бетона для всех случаев плоского напряженного состояния в форме соотношений деформационной теории пластичности и представляется в виде связей между компонентами шаровых тензоров и тензоров-девиаторов напряжений и деформаций:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{K_\sigma} = \frac{\sigma_0 * (1 - 2 * \mu) * (1 + \varphi_v)}{E}; \quad (8)$$

$$\varepsilon_k - \varepsilon_0 = (\sigma_k - \sigma_0) * \frac{(1 + \varphi_\gamma)}{2 * G} = (\sigma_k - \sigma_0) * \frac{(1 + \mu) * (1 + \varphi_\gamma)}{E}; \quad (k = 1, 2, 3) \quad (9)$$

где σ_0 , ε_0 – соответственно среднее напряжение и средняя деформация,

E , μ – соответственно начальный модуль упругости и коэффициент поперечной деформации бетона;

φ_v , φ_γ – характеристики объемной и сдвиговой ползучести бетона, выражаемые через меры соответственно объемной C_v и сдвиговой C_γ ползучести:

$$\varphi_v = \frac{\theta_c}{\theta_{el}} = \frac{C_v * E}{3 * (1 - 2 * \mu)}; \quad \varphi_\gamma = \frac{\gamma_{i,c}}{\gamma_{i,el}} = \frac{C_\gamma * E}{2 * (1 + \mu)}, \quad (10)$$

где: C_v и C_γ – меры соответственно объемной и сдвиговой ползучести бетона, определяемые на основе их базовых характеристик при одноосном сжатии C_0 с учетом их зависимости от вида плоского напряженного состояния и уровня нагружения $\eta = \tau_i / \overline{\tau_i}$.

$$C_v = \frac{\theta_c}{\sigma_0} = C_0 * 3 * (1 - 2 * \mu) * A(t_0) * f_0(\sigma_0, \tau_i) * f_1(\eta, t, t_0); \quad (11)$$

$$C_\gamma = \frac{\gamma_{i,c}}{\tau_i} = \frac{C_0 * 3 * \sqrt{2}}{2} * (1 + \mu) * A(t_0) * f_0(\sigma_0, \tau_i) * f_2(\eta, t, t_0) \quad (12)$$

Соотношения (8) – (12) достаточно хорошо описывают для всех случаев плоского напряженного состояния деформации ползучести бетона в направлении большего сжимающего напряжения и дают более значимые отклонения от опытных данных в менее нагруженных направлениях, что связано с неучетом в данной модели анизотропии деформирования. Приведенные соотношения могут служить основой для построения более общей модели длительного ортотропного деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния.

Заключение

1. Достоверная оценка расчетными методами НДС железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий может быть получена на основе нелинейной

деформационной модели, которая еще нуждается в развитии в части более полного учета длительных деформаций бетона и железобетона и их работы в условиях неодноосных напряженных состояний.

2. Построение надежных моделей деформирования бетона применительно к условиям совместных силовых и температурных воздействий возможно на основе достоверных данных экспериментальных исследований характеристик механических и реологических свойств как обычных, так и современных высокопрочных бетонов, при учете закономерностей их физически нелинейного деформирования соответственно условиям эксплуатации и видам напряженного состояния.
3. Ортотропная модель [4, 5] кратковременного деформирования бетона, построенная на основе условного разделения тензора полных деформаций на упруго-пластические и псевдопластические составляющие, представляется наиболее предпочтительной для дальнейшего развития как отражающая основные закономерности неодноосного деформирования бетона, включая силовую анизотропию. псевдопластические составляющие.
4. Развитие моделей кратковременного и длительного деформирования бетона применительно к условиям неодноосных напряженных состояний требует проведения экспериментальных исследований по специальным программам пропорциональных и непропорциональных нагружений при важных для теоретических построений видах напряженных состояний.

Список литературы

1. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. - М.: Стройиздат, 1974. - 316с.
2. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416с.
3. Карпенко Н.И., Прокопович И.Е., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н., Яременко А.Ф. Учет деформаций ползучести и длительного сопротивления бетона в методике диаграмм-изохрон // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. - М.: НИИЖБ, 1987.- С.66-81.
4. Корсун В.И. К учету направленного развития микроразрушений в ортотропной модели бетона // Міжвідомч. науково-техн. збірник “Будівельні конструкції”, вип. 50 – Київ: НДІБК –1999, с.119-124.
5. Корсун В.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий. – Макеевка / Корсун В.И. – Макеевка: ДонГАСА., 2003. – 153 с.
6. Кириллов А.П., Завялов В.Н. Ползучесть бетона в условиях двухосного сжатия // Бетон и железобетон. – 1990. - №11. – с.13-14.
7. Кириллов А.П., Кукуш А.Л., Багрий Э.Я., Завялов В.Н. Особенности нелинейного деформирования бетона при высоких уровнях напряжения сжатия в условиях сложного напряженного состояния // Бетон и железобетон.- 1992. - № 8.- с.4-6

8. Корсун В.И., Баранов А.О. Расчет температурно-усадочных деформаций высокопрочных бетонов применительно к условиям воздействия повышенных температур // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2019 году: Сб. науч. тр. РААСН. М.: Издательство АСВ, 2020. – с. 190-198.

9. Корсун В.И., Дмитренко Е.А. Влияние скорости нагружения на прочность и деформации бетона при осевом сжатии в условиях воздействия повышенных температур // Коммунальное хозяйство городов. – К., Техніка, 2008.– Вып. 81. С. 57-67

10. Корсун В.И., Корсун А.В., Канищев Р.А. Закономерности изменения инвариантных характеристик ползучести бетона при неодноосных напряженных состояниях // Сб. Долговечность, прочность и механика разрушения строительных материалов и конструкций: материалы XI Акад. чт. РААСН – Междунар науч.-техн. конф. – Саранск: Изд-во Мордову н-та, 2020. - с. 74-82.

11. Корсун В.И., Машталер С.Н. Влияние повышенных до 200°C температур на характеристики физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона // Фундаментальные поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2017 году: Сб. науч. тр. РААСН. Т.2. – М.: Издательство АСВ. 2018. с. 265-274.

12. Корсун В.И., Машенко А.Н. Исследование ползучести бетона при плоском напряженном состоянии // Вісник ДДАБА, вып.2001-4(29), Макеевка, ДГАСА, 2001. – С.65-72.

13. Корсун В.И., Недорезов А.В. ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ РАЗЛИЧНОЙ ПРОЧНОСТИ ПРИ СЛОЖНЫХ РЕЖИМАХ НАГРУЖЕНИЯ В УСЛОВИЯХ ОДНО- И ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ// Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2018 году: Сб. науч. тр. РААСН. Т. 2. – М.: Издательство АСВ, 2019. – с 291 - 302.

14. Кричевский А.П. Расчет железобетонных инженерных сооружений на температурные воздействия. - М.: Стройиздат, 1984. - 148с.

15. Кричевский А.П., Корсун В.И., Баев А.М. Расчет инженерных сооружений на температурные воздействия с использованием изохрон // Проектирование и строительство инженерных сооружений из монолитного железобетона. - Ленинград.-1989.- С.73-86.

16. Малашкин Ю.Н., Прядко Н.В. Ползучесть бетона при напряженном состоянии сжатие-растяжение // Бетон и железобетон. - 1979. -№ 3. - с.26-27.

17. Некрасов К. Д., Жуков В.В., Гуляева В.Ф. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур. - М.: Стройиздат, 1972. - 128 с.

18. Прядко Н.В., Малашкин Ю.Н. Ползучесть бетона при двухосном сжатии // Бетон и железобетон. - 1980. - № 5. - с.40-41.

19. **СП 27.13330.2017 БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ПРЕДНАЗНАЧЕННЫЕ ДЛЯ РАБОТЫ В УСЛОВИЯХ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОВЫШЕННЫХ И ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР** (Актуализированная редакция СНиП 2.03.04-84)

20. **СП 21-00-00 ОГНЕСТОЙКОСТЬ И ОГНЕСОХРАННОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.** Москва 2004.

21. **СТО 36554501-006-2006 ПРАВИЛА ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ ОГНЕСТОЙКОСТИ И ОГНЕСОХРАННОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА**

22. **ПОСОБИЕ ПО РАСЧЕТУ ОГНЕСТОЙКОСТИ И ОГНЕСОХРАННОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА (к СТО 36554501-006-2006)**

23. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 (EN 1992-1-2:2004, IDT). Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість.

24. **EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2:** Design of concrete structures – Part 1-2: General rules - Structural fire design (Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-2: Общие требования. Огнестойкость).

25. Khemarak Khon, Vladimir Korsun, Quynh Ha and Andrey Volkov Effect of Short-Term Heating up to +90 °C on Deformation and Strength of High-Strength Concrete // International Scientific Conference on Energy, Environmental and Construction Engineering (EECE 2019) – 19-20 November 2019, St.Petersburg, Russia.-S.585-590. **DOI:10.1007/978-3-030-42351-3_51**

26. Korsun, V., Shvets, G. The calculation of creep deformation of high-strength concrete in relation to the conditions of exposure to elevated temperatures. (2020). IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 896(1), 012039. **DOI: 10.1088/1757-899X/896/1/012039**

**ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ БЕТОННЫХ, ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И
СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА ВЫСОКОСКОРОСТНОЙ УДАР
МОДЕЛЬНЫМ СНАРЯДОМ**

Н. Н. Белов^а, В. Е. Буньков^а, А. С. Пляскин^а, Н. Т. Югов^б, А. А. Югов^а

^а Томский государственный архитектурно-строительный университет, г.Томск, Российская
Федерация

^б Томский государственный университет систем управления и радиоэлектроники, г.Томск,
Российская Федерация

***Аннотация.** В работе посредством методики компьютерного моделирования исследованы особенности ударного взаимодействия стальных цилиндрических ударников с бетонными, железобетонными и сталефибробетонными плитами в диапазоне скоростей 100÷800 м/с. Приведено сравнение экспериментальных результатов с данными математического моделирования ударного взаимодействия стальных цилиндров с бетонными плитами. Для реализации модели использован программный комплекс «РАНЕТ-3», предназначенный для решения задач удара и взрыва в полной трёхмерной постановке, модифицированный для динамических задач методом конечных элементов. Динамическое разрушение в бетоне рассматривается как процесс роста и слияния микродефектов (трещин, пор) под действием образующихся в процессе нагружения напряжений. В работе проведено обобщение модели деформирования и разрушения мелкозернистого бетона при ударноволновом нагружении на сталефибробетон.*

***Ключевые слова:** сталефибробетон, ударные нагрузки, математическая модель, ударноволновое нагружение, железобетон, бетон, динамическое разрушение.*

Введение

При проектировании объектов специального назначения (защитные оболочки АЭС, хранилища токсичных отходов и т.д.) возникает необходимость оценки их способности противостоять динамическим нагрузкам [1]. Исследование их прочности экспериментальными методами без глубокого теоретического анализа не даёт необходимого результата несмотря на огромные материальные затраты.

Данная работа посвящена исследованию методом компьютерного моделирования поведения бетонных, железобетонных и *сталефибробетонных плит* в условиях ударно-волнового напряжения. В [2-5] предложена математическая модель, описывающая в рамках механики сложной среды процессы деформирования и разрушения в мелкозернистом бетоне в условиях высокопрочного удара. Динамическое разрушение в бетоне рассматривается как процесс роста и слияния микродефектов (трещин, пор) под действием образующихся в процессе нагружения напряжений. Произведен анализ и сравнение экспериментальных результатов с данными математического ударного взаимодействия стальных цилиндров с бетонными плитами.

Фибробетон является одним из самых распространенных строительных материалов. Это бетон, который при изготовлении армирован дисперсными волокнами (фибрами). Фибровое армирование качественно изменяет свойства бетонных материалов. Свойства фибробетона как композиционного материала определяется свойствами составляющих его

компонентов. В этом плане весьма значительным компонентом является стальная фибра. Стальная фибра, в отличие от арматуры или проволоочной сетки, равномерно распределяется по бетонной матрице. Прочностные характеристики сталефибробетона зависят от параметров фибрового армирования: типа фибры, её объемного содержания, соотношения между параметрами фибровой арматуры и параметрами структуры бетонной матрицы, уровня дисперсного армирования, соотношения формы и размеров сечения и длины фибры.

1. Математическая модель поведения сталефибробетона в условиях ударно-волнового нагружения

Сталефибробетон (СФБ) моделируется гомогенной двухфазной смесью стали и бетона, начальная плотность которой ρ_0 определяется по формуле:

$$\rho_0 = V_1 \rho_{0c} + V_2 \rho_{0s}, \quad (1)$$

где $V_1, V_2, \rho_{0c}, \rho_{0s}$ - начальные объемные концентрации и плотности стали и бетона.

Динамическое разрушение в СФБ рассматривается как процесс роста и слияния микродефектов под действием образующихся в процессе нагружения напряжений.

Удельный объем пористой среды v представляется в виде суммы удельного объема материала матрицы v_m , удельного объема пор v_p и удельного объема v_t , образующегося при раскрытии трещин: $v = v_m + v_p + v_t$. Пористость материала характеризуется относительным объемом пустот $\xi = \xi_p + \xi_t$, либо параметром $\alpha = v/v_m$, которые связаны зависимостью $\alpha = 1/(1 - \xi)$. Здесь $\xi_p = v_p/v, \xi_t = v_t/v$ - относительные объемы пор и трещин соответственно.

Система уравнений, описывающих движение пористой упругопластической среды, имеет вид [2, 3, 5]:

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \int_V \rho dV &= 0, & \frac{d}{dt} \int_V \rho \mathbf{u} dV &= \int_S \mathbf{n} \cdot \boldsymbol{\sigma} dS, \\ \frac{d}{dt} \int_V \rho E dV &= \int_S \mathbf{n} \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{u} dS, & \mathbf{e} &= \frac{\mathbf{s}^j}{2\mu} + \lambda \mathbf{s}, \\ \mathbf{s} : \mathbf{s} &= \frac{2}{3} \sigma_T^2, & p &= \frac{1}{\alpha} \left[\frac{c_0^2 p_0 (1 - \gamma_0 \eta / 2) \eta}{(1 - s_0 \eta)^2} + \rho_0 \gamma_0 \varepsilon \right], \end{aligned} \quad (2)$$

где t - время; V - объем интегрирования; S - его поверхность; \mathbf{n} - единичный вектор внешней нормали; ρ - плотность; $\boldsymbol{\sigma} = -p\mathbf{g} + \mathbf{s}$ - тензор напряжений;

\mathbf{s} - его девиатор;

p - давление;

\mathbf{g} - метрический тензор;

\mathbf{u} - вектор скорости;

$E = \varepsilon + \mathbf{u} \cdot \mathbf{u} / 2$ - удельная полная энергия;

ε - удельная внутренняя энергия;

$\mathbf{e} = \mathbf{d} - (\mathbf{d} : \mathbf{g})\mathbf{g} / 3$ - девиатор тензора скоростей деформаций;

$\mathbf{d} = (\nabla \mathbf{u} + \nabla \mathbf{u}^T) / 2$ - тензор скоростей деформаций;

$\mathbf{s}^j = \dot{\mathbf{s}} + \mathbf{s} \cdot \boldsymbol{\omega} - \boldsymbol{\omega} \cdot \mathbf{s}$ - производная девиатора тензора напряжений в смысле Яуманна-Нолла;

$$\mu = \mu_0 (1 - \xi) \left[1 - (6\rho_0 c_0^2 + 12\mu_0)\xi / (9\rho_0 c_0^2 + 8\mu_0) \right],$$

$\sigma_T = Y_0 / \alpha$ – эффективные модуль сдвига и предел текучести;

$\omega = (\nabla \mathbf{u}^T - \nabla \mathbf{u}) / 2$ – тензор вихря;

$\rho_0, c_0, \mu_0, Y_0, s_0$ – константы материала матрицы;

$$\eta = 1 - \rho_0 \nu / \alpha.$$

Параметр λ исключается с помощью условия текучести.

Коэффициенты c_0 и s_0 линейной зависимости скорости ударной волны D от массовой скорости \mathbf{u} ($D = c_0 + s_0 \mathbf{u}$) для матрицы определяются через ударные адиабаты компонентов смеси $D_i = c_{0i} + s_{0i} \cdot \mathbf{u}$ ($i = 1, 2$). В переменных (v_m, p_m) ударная адиабата смеси имеет вид:

$$v_m(p_m) = \sum_{i=1}^2 m_i \left\{ v_{0i} - \frac{1}{p_m} \left[\frac{c_{0i}}{s_{0i}} \left(\sqrt{\frac{s_{0i} p_m}{\rho_{0i} c_{0i}^2} + \frac{1}{4}} - \frac{1}{2} \right) \right]^2 \right\} \quad (3)$$

Используя для смеси соотношение на ударной волне:

$$D = v_0 \sqrt{\frac{p_m}{v_0 - v_m(p_m)}}, \quad (4)$$

$$u = \sqrt{p_m (v_0 - v_m(p_m))}, \quad (5)$$

можно построить зависимость скорости ударной волны от массовой скорости и определить коэффициенты c_0 и s_0 .

Коэффициент Грюнайзена γ_0 для смеси определяется через коэффициенты Грюнайзена компонентов γ_{0i} :

$$\frac{v_0}{\gamma_0} = \sum_{i=1}^2 m_i \frac{v_{0i}}{\gamma_{0i}} \quad (6)$$

Модуль сдвига μ_0 и предел текучести Y_0 определяются по формулам:

$$\mu_0 = 1 / \left(\frac{v_1}{\mu_{01}} + \frac{v_2}{\mu_{02}} \right), \quad (7)$$

$$Y_0 = m_1 Y_1 + m_2 Y_2, \quad (8)$$

где $m_i = \frac{v_i \rho_{0i}}{\rho_0}$ – массовые концентрации стали ($i=1$) и бетона ($i=2$) в СФБ;

μ_{0i}, Y_i ($i = 1, 2$) – соответственно модули сдвига и пределы текучести компонентов смеси.

Для замыкания системы (1) необходимы уравнения, описывающие изменение параметра α при растяжении и сжатии. Уравнения для определения параметра α при упругом деформировании СФБ имеет вид:

$$\rho_0 \gamma_0 \varepsilon + \frac{c_0^2 \rho_0 (1 - \gamma_0 \eta / 2) \eta}{(1 - s_0 \eta)^2} + \frac{3 \mu_0 (\alpha - \alpha_0)}{8(1 - \nu) N_0 R^3 \alpha \alpha_0} = 0 \quad (9)$$

При выводе уравнения (2) предполагалось, что в процессе нагружения не происходило образования новых трещин, а деформирование материала сопровождалось ростом изначально существующих с характерным размером R :

$$\dot{R}/R = F_1 + F_2, \quad (10)$$

где: $F_1 = (\alpha s_i - s_*) / \eta_1$ при $\alpha s_i > s_*$ и $F_1 = 0$ при $\alpha s_i \leq s_*$;

$F_2 = (|\alpha p| - p_*) / \eta_2$ при $p < 0$, $|\alpha p| > p_*$ и $F_2 = 0$ при $p \geq 0$, $|\alpha p| \leq p_*$;

$p_* = p_0 (1 - R / R_*)$;

$s_i = \sqrt{\frac{3}{2} \mathbf{s} : \mathbf{s}}$;

$s_* = s_{01} (1 - R / R_*)$;

$R_* = \beta / \sqrt[3]{N_0}$;

$s_{01}, p_0, \eta_1, \eta_2, \beta$ – константы материала;

N_0 – число трещин в единице объема;

ν – коэффициент Пуассона;

α_0 – начальная пористость в СФБ.

Предполагается, что слияние микротрещин в СФБ начинается, когда их характерный размер R при постоянной концентрации N_0 достигнет критической величины:

$$R_* = \beta / \sqrt[3]{N_0} \quad (11)$$

Процесс фрагментирования поврежденного трещинами материала и поведение разрушенного материала описывается в рамках модели пористой упругопластической среды. Система (1) замыкается уравнениями, связывающими давление p и пористость α при сжатии

$$(p \geq \frac{2}{3} \sigma_T \ln(\frac{\alpha}{\alpha-1})) \quad (12)$$

$$\rho_0 \gamma_0 \varepsilon + \frac{c_0^2 \rho_0 (1 - \gamma_0 \eta / 2) \eta}{(1 - s_0 \eta)^2} - \frac{2}{3} \sigma_T \ln\left(\frac{\alpha}{\alpha-1}\right) = 0 \quad (13)$$

и при разгрузке:

$$(p \leq -a_s \ln(\frac{\alpha}{\alpha-1})) \quad (14)$$

$$\rho_0 \gamma_0 \varepsilon + \frac{c_0^2 \rho_0 (1 - \gamma_0 \eta / 2) \eta}{(1 - s_0 \eta)^2} + a_s \ln\left(\frac{\alpha}{\alpha-1}\right) = 0. \quad (15)$$

Фрагментация поврежденного трещинами материала, подвергнутого воздействию растягивающих напряжений, происходит, когда относительный объем пустот достигнет критической величины:

$$\xi_* = \frac{\alpha_* - 1}{\alpha_*} \quad (16)$$

Если поврежденный трещинами материал подвергнуть воздействию сжимающих напряжений, то критерием фрагментирования является предельная величина интенсивности пластических деформаций e_u^* :

$$e_u^* = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{3T_2 - T_1^2}, \quad (17)$$

где α_s – параметр модели;

T_1 и T_2 – первый и второй инварианты тензора деформаций.

Разрушенный материал моделируется гранулированной средой, выдерживающей сжимающие нагрузки, но не выдерживающих растягивающих напряжений.

Модель реализована в программном комплексе «РАНЕТ – 3» [6], предназначенном для решения задач удара и взрыва в полной трёхмерной постановке модифицированным на решения динамических задач методом конечных элементов [1]. В программном комплексе имеется специальный блок программ для расчёта элементов железобетонного каркаса на взрывные и ударные нагрузки.

2. Расчет прочности железобетонных плит на ударные нагрузки

Бетонные плиты толщиной 24 и 36 мм армировались двумя слоями стальной сетки вблизи лицевой и тыльной поверхностей. Толщина стальной проволоки 1,2 мм, размер ячейки 5×5 мм. Ударник представлял собой либо компактный цилиндр (высота равна диаметру и равна 7,65 мм), либо удлиненный цилиндр диаметром 7,65 мм и высотой 23 мм. Диапазон скоростей соударения 300÷750 м/с. В эксперименте фиксировалась запреградная скорость ударника и параметры лицевых и тыльных отколов. На рис. 1 представлены картины разрушения в железобетонных плитках толщиной 24 мм при пробитии их компактным (№2, $V_0=747$ м/с) и удлиненным (№18, $V_0=306$ м/с; №20, $U_0=458$ м/с; №23, $U_0=306$ м/с) ударниками.

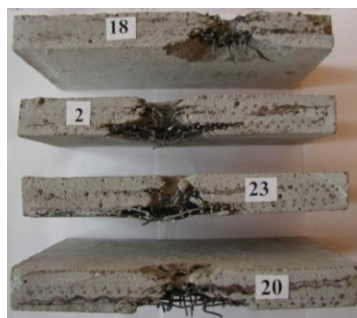


Рис. 1. Разрушение железобетонных плит при высокоскоростном ударе

На рис.2 приведена расчетная картина разрушения и представлены фотографии лицевого и тыльного отколов в железобетонной плите толщиной 24 мм, при ударе по ней компактного цилиндра со скоростью 462 м/с.

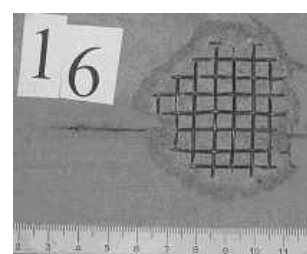
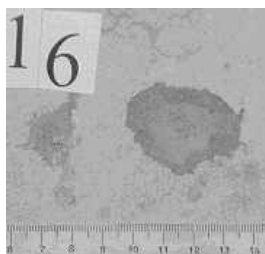
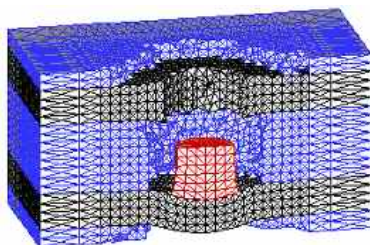


Рис. 2. Картина разрушения в железобетонной плите. Ударник – компактный цилиндр. Скорость удара 462 м/с

Как и в эксперименте в плите образовались лицевой и тыльный отколы. Ударник, пробив два слоя армирующей сетки, расположенные у лицевой поверхности преграды, остановился при соприкосновении с армирующими слоями у тыльной поверхности.

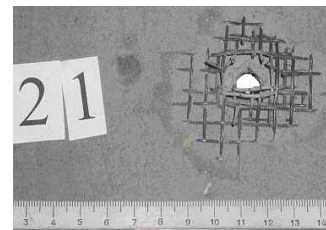
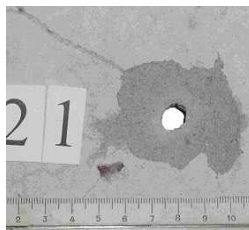
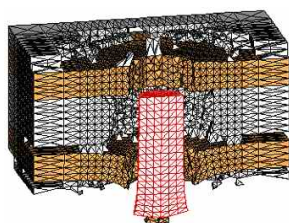


Рис. 3. Картина разрушения в железобетонной плите. Ударник – удлиненный цилиндр. Скорость удара 458 м/с.

Рис. 3 иллюстрирует картину разрушения в железобетонной плите толщиной 24 мм после ударного взаимодействия с удлиненным цилиндрическим ударником со скоростью 458 м/с.

Различие по запреградной скорости ударника в расчетах и экспериментах не превосходило 6%, по диаметру лицевого откола 8%, по диаметру тыльного откола 26%. Сравнительно большое различие по диаметру тыльного откола связано с тем, что максимальный размер преграды в расчетах был ограничен 5,8 диаметрами ударника, в то время как в экспериментах тыльный откол достигал величин 7,8 диаметров ударника.

3. Расчёт прочности сталефибробетонных плит на ударные нагрузки

В [2, 7-8] расчетно-экспериментальным методом проведено исследование процессов ударного взаимодействия стальных цилиндрических ударников диаметром $d_0=7.65$ мм и высотой 23 мм с бетонной плитой толщиной 200 мм в диапазоне скоростей встречи 130÷700 м/с. Бетон имел состав: одна часть цемента марки 400, 2 части мелкого песка. Время выдержки 30 суток.

Определялись диаметр лицевого откола в бетонной плите D и глубина кратера в ней L . Получено удовлетворительное согласование результатов эксперимента и математического моделирования. В данной работе проведено моделирование процессов ударного взаимодействия рассмотренного выше ударника с сталефибробетонной плитой. В расчете толщина плиты выбиралась такой, чтобы тыльная её поверхность не оказывала влияния на глубину кратера. Параметры модели деформирования и разрушения сталефибробетона с объемным содержанием фибры 3% рассчитаны на основе рассмотренного выше бетона и представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Параметры деформирования и разрушения бетона, сталефибробетона при ударно-волновом нагружении

Параметр	Бетон	СФБ(3)	Сталь
ρ_0 , г/см ³	2,2	2,368	7,85
μ_0 , ГПа	17	17,41	82
c_0 , см/мкс	0,233	0,255	0,457
s_0	1,51	1,46	1,49
γ_0	2	2	2
ν	0,256	0,256	-
Y_0 , ГПа	0,0036	0,0672	0,64
R_0 , мкм	2,5	2,5	-

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

Параметр	Бетон	СФБ(3)	Сталь
R^* , мкм	11,6	11,6	-
$N_0 \cdot 10^{-7}$, см ⁻³	64,0	64,0	-
η_1 , ГПа·мкс	7000	7000	-
η_2 , ГПа·мкс	800	800	-
p_0 , ГПа	0,00924	0,00924	-
s_{01}	0,0924	0,0924	-
α_0	1,01	1,01	1,0006
a_s , ГПа	0,0042	0,047	0,29
ξ^*	0,0338	0,0338	0,3
ϵ_u^*	0,15	0,15	1,0

Результаты математического моделирования процессов ударного взаимодействия стального ударника с бетонными и сталефибробетонными плитами в диапазоне скоростей встречи 100-350 м/с представлены в таблице 2 и на рис. 4-6.

Таблица 2 – Расчетные данные по глубине внедрения стального ударника в бетонную и сталефибробетонную плиты

V, м/с	L_1/d_0	L_2/d_0	R, %	V, м/с	L_1/d_0	L_2/d_0	R, %
100	0,15	-	-	150	0,89	0,16	-82
200	1,65	0,67	-59	244	2,25	1,31	-42
300	2,76	2,06	-25	350	3,2	2,54	-21

В таблице 2 обозначены:

V – скорость удара;

L_1/d_0 , L_2/d_0 – относительные глубины кратеров в бетонной и сталефибробетонной плитах;

R – расхождение между величинами глубин кратеров.

Рис.4 и 5 иллюстрируют картины ударного взаимодействия стального цилиндрического ударника с бетонными и сталефибробетонными плитами для скоростей удара 200 м/с и 350 м/с.

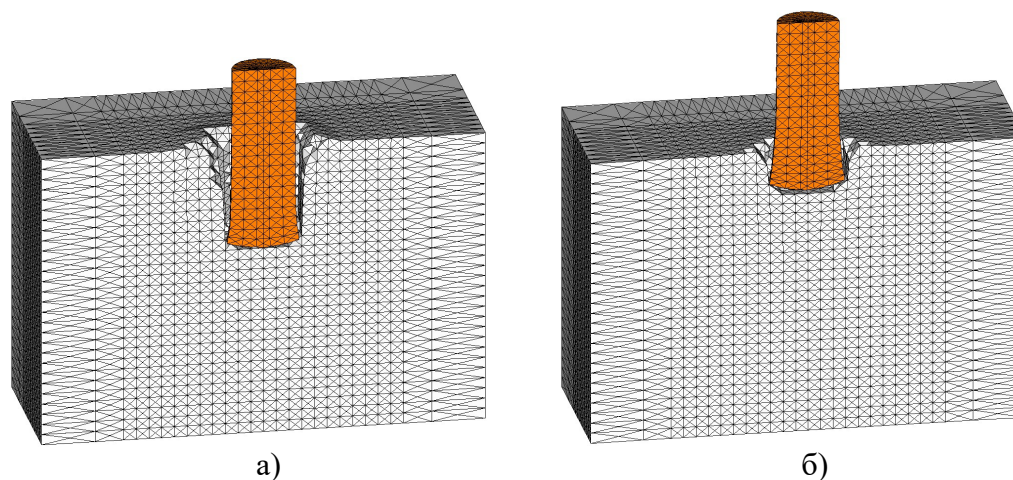


Рис. 4. Картины ударного взаимодействия стального цилиндра с бетонной (а) и сталефибробетонной (б) плитами при скорости удара 200 м/с.

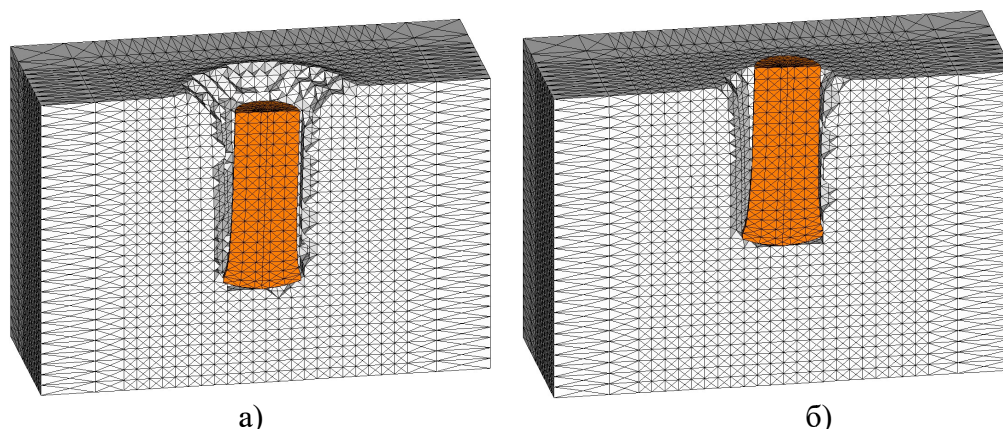


Рис. 5. Картины ударного взаимодействия стального цилиндра с бетонной (а) и сталефибробетонной (б) плитами при скорости удара 350 м/с

На рис. 6 представлены графики зависимости расчетных глубин проникания ударника в бетонную (1) и фибробетонную (2) плиты от скорости удара.

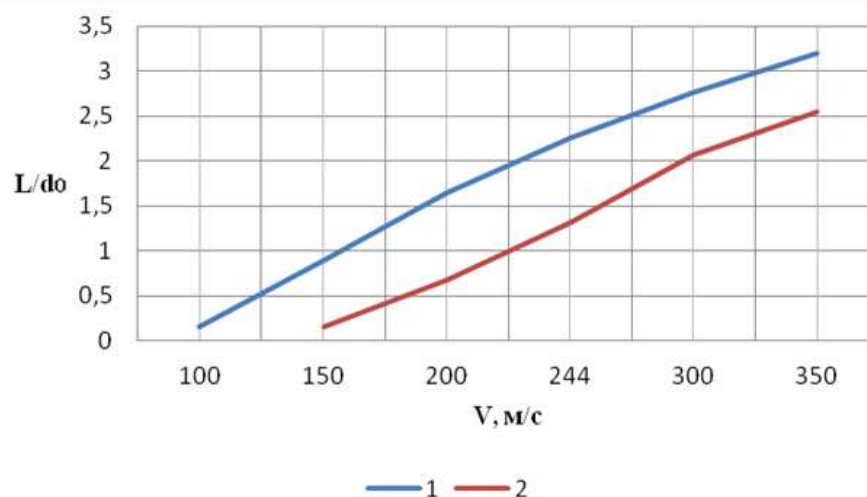


Рис. 6. Зависимости расчетных глубин проникания стального цилиндра в бетон (1) и фибробетон (2) от скорости удара

График зависимости глубины проникания стального цилиндра в бетонную плиту от скорости удара находится значительно выше графика глубины проникания в сталефибробетонную плиту. Из рисунка видно, что процесс образования кратера в бетонной плите начинается приблизительно при скорости удара 90 м/с, в то время как в сталефибробетонной со скорости 135 м/с. При скорости удара 100 м/с глубина кратера в бетонной плите составляет 0,15 d_0 . При скорости удара 150 м/с глубина кратера в бетонной плите 0,89 d_0 , в то время как в сталефибробетонной она достигает только величины 0,16 d_0 . Расхождение между глубинами кратеров 82%. С ростом скорости удара оно уменьшается. При скорости удара 350 м/с расхождение составляет только 21%.

При скорости удара 495 м/с ударник в эксперименте пробивает бетонную плиту толщиной 24 мм. В ней образуется лицевой и тыльный отколы. Диаметры лицевого и тыльного отколов в эксперименте соответственно равны: $d_{\text{л}}=3,0 \cdot d_0$; $d_{\text{т}}=5,2 \cdot d_0$. Скорость ударника за мишенью $U_k=327$ м/с.

На рис. 7 представлена сравнительная картина пробития стальным цилиндрическим ударником бетонной и сталефибробетонных плит толщиной 24 мм с начальной скоростью удара 495 м/с.

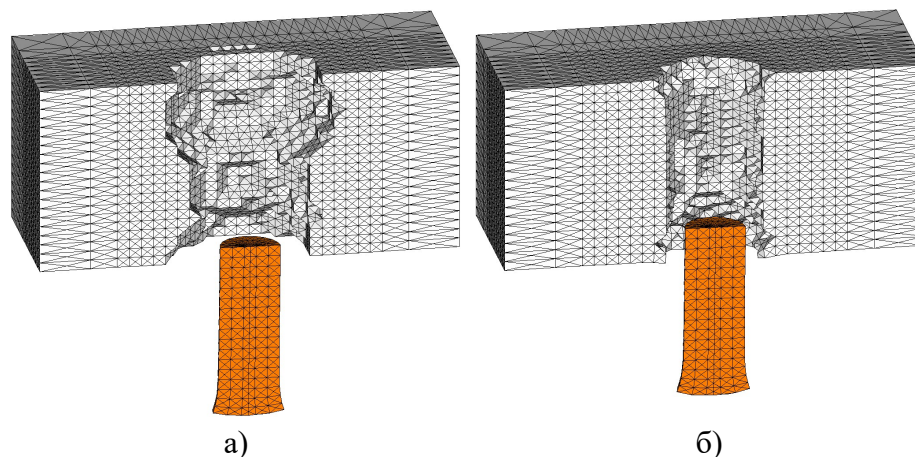


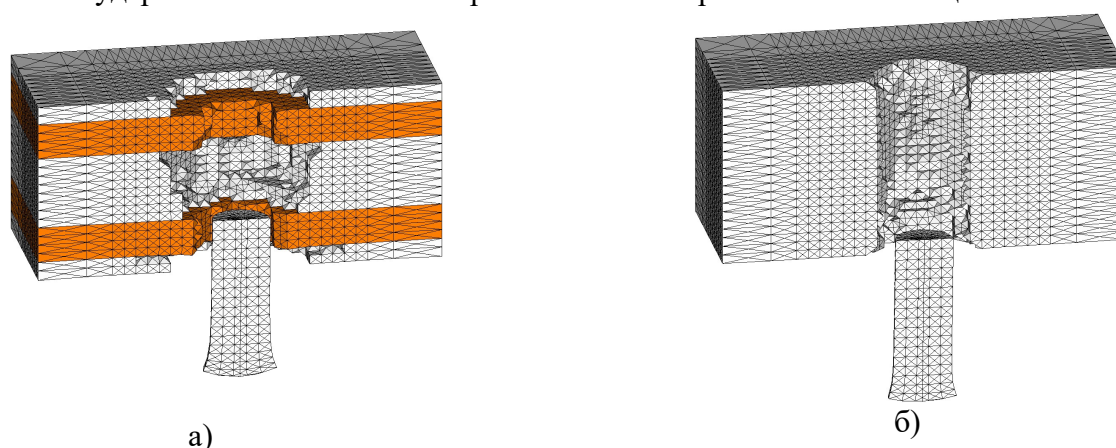
Рис. 7. Конфигурация стального ударника и бетонной (а) и сталефибробетонной (б) плит при соударении со скоростью 495 м/с в момент времени 130 мкс.

В бетонной плите образовался лицевой откол $d_{\text{л}}/d_0=3,06$ и тыльной $d_{\text{т}}/d_0=2,53$ отколы. Запреградная скорость ударника 310 м/с. Расхождение экспериментальных и расчетных данных по величине запреградной скорости ударника 5%.

Наблюдается расхождение значений по величине диаметров тыльных отколов (30%). Сравнительно большое различие по диаметру тыльного откола обусловлено тем, что максимальный размер преграды в расчетах ограничен $5,8 d_0$, в то время как в экспериментах тыльный откол достигал величин $7,8 d_0$.

При пробитии плиты из сталефибробетона образуется лицевой откол диаметром $d_{\text{л}}=1,8 \cdot d_0$. Диаметр тыльного откола $d_{\text{т}}=1,47 \cdot d_0$. За сталефибробетонной плитой скорость ударника составляет 285 м/с, что на 8 % меньше чем при пробитии бетонной плиты.

На рис. 8 представлена на момент времени 160 мкс сравнительная картина пробития стальным ударником с начальной скоростью 439 м/с трех мишеней толщиной 24 мм каждая.



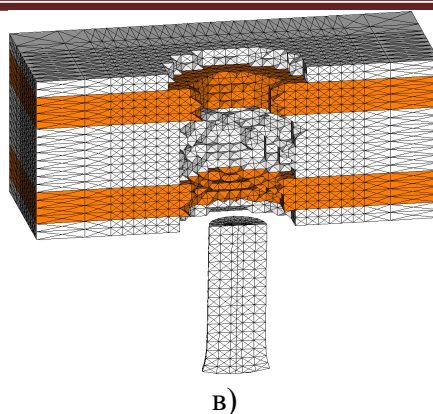


Рис.8. Сравнительная картина пробития на момент времени 160 мкс стальным цилиндрическим ударником с начальной скоростью удара 439 м/с железобетонной (а), сталефибробетонной (б) плит и плиты, в которой слои с арматурой заменены фибробетоном (в).

В первом варианте бетонная плитка толщиной 24 мм армирована двумя слоями стальной сетки вблизи лицевой и тыльной поверхностей. Толщина стальной проволоки 1,2 мм, размер ячейки 5х5 мм (рис. 8 (а)).

В эксперименте при пробитии железобетонной плиты образуется лицевой ($d_{л}/d_0=4,7$) и тыльный ($d_{т}/d_0=7,8$) отколы. Запреградная скорость ударника 207 м/с. На рис.8 (а) представлена расчетная картина пробития железобетонной плиты. В расчете за преградой ударник обладает скоростью 202 м/с (различие с экспериментом 3%).

За сталефибробетонной плитой запреградная скорость составляет 247 м/с, что на 22% выше чем в предыдущем варианте (рис. 8 (б)).

В третьем варианте в железобетонной плите слои с арматурой заменены на слои из сталефибробетона (рис. 8 (в)). В запреградном пространстве за такой мишенью скорость ударника 257 м/с, т.е. она на 27% выше чем при пробитии железобетонной плиты.

Резюмируя можно утверждать, что с точки зрения защиты от ударного взаимодействия стальным цилиндрическим ударником лучшей является железобетонная плита.

Представленные в работе результаты наглядно демонстрируют возможности математической модели, позволяющей рассчитывать напряженно- деформированное состояние и разрушение в конструкциях, содержащих слои из фибробетона, в условиях ударно-волнового нагружения.

Список литературы

1. Расчет железобетонных конструкций на взрывные и ударные нагрузки [Текст] / Н.Н. Белов, Д.Г. Копаница, О.Г. Кумпак, Н.Т. Югов – Northampton: STT; – Томск: STT, 2004. – 466 с.
2. Расчетно-экспериментальный метод анализа динамической прочности элементов железобетонных конструкций [Текст] / Н.Н. Белов, О.В. Кабанцев, Д.Г. Копаница, Н.Т. Югов. – Томск: STT, 2008. – 292 с.
3. Модель динамического разрушения мелкозернистого бетона [Текст] / Н.Н. Белов, Н.Т. Югов, Д.Г. Копаница, А.А. Югов // Вестник ТГАСУ. 2005. №1. С. 14-22.
4. Математическое моделирование процессов динамического разрушения бетона [Текст] / Н.Н. Белов, П.В. Дзюба, О.В. Кабанцев [и др.] // Механика твердого тела. 2008. №2. С. 124-133

5. Расчет прочности бетонных и железобетонных колонн при контактном взрыве цилиндрического заряда открытого взрывчатого вещества [Текст] / Н.Н. Белов, Н.Т. Югов, Д.Г. Копаница [и др.] // Вестник ТГАСУ. 2006. – №2 (13) – С. 5-20.
6. Югов Н.Т, Белов Н.Н, Югов А.А. Расчёт адиабатических нестационарных течений в трёхмерной постановке (РАНЕТ-3) // Федеральная служба по интеллектуальной собственности, патентам и товарным знакам. Свидетельство о государственной регистрации программ для ЭВМ. -2010. - № 201 061. –С. 1042.
7. Исследование процессов деформирования и разрушения хрупких материалов [Текст] / Н.Н. Белов, Н.Т. Югов, С.А. Афанасьева [и др.] // Механика композиционных материалов и конструкций. 2001. Т.7, №2. С. 131-142.
8. Исследование процессов динамического разрушения в мелкозернистом бетоне методом компьютерного моделирования [Текст] / Н.Н. Белов, Н.Т. Белов, С.А. Афанасьева [и др.] // Вестник ТГАСУ. 2001. №1.С. 14-19.
9. Hamid Pesaran Behbahani. Steel Fiber Reinforced Concrete [Текст] /Hamid Pesaran Behbahani, Behzad Nematollahi//Proceedings of the International Conference on Structural Engineering Construction and Management (ICSECM2011). December 2011 .P.13
10. Enrique Hernández-Montes. Limits to the strength design of reinforced concrete shells and slabs [Текст] / Juan Francisco,Carbonell-Márquez, Luisa María Gil-Martín// Engineering Structures. 2014. Vol. 61. P.184-194.
11. Indunil R. Effects of Blast Loading on Reinforced Concrete Facade Systems: doctoral thesis: Indunil Rajith. MELBOURNE, 2015. - P. 432

РАЗРАБОТКА СУХОЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ СМЕСИ С ДОБАВКОЙ БИОУГЛЯ ИЗ РИСОВОЙ СОЛОМЫ

А.К. Халюшев^а, А.С. Смоляниченко^а

^а Донской государственный технический университет, г. Ростов-на-Дону, Российская
Федерация

Аннотация. При решении вопроса об утилизации отходов рисоводческих хозяйств с целью снижения негативного воздействия на окружающую среду при их сжигании возник ряд направлений возможного применения данных отходов в различных отраслях экономики. Одним из таковых направлений является использование биоугля рисовой соломы в качестве добавки в сухой цементной смеси. На сегодняшний день в качестве аналогичных добавок используют как природные минеральные материалы, так и синтетические отходы различных производств. Применение добавок имеет различное назначение – либо корректировать исходное качество смеси, либо повышать количество готовой смеси без снижения ее исходного качества.

В статье представлены физико-химические и качественные свойства заявляемой сухой цементной смеси, на основании которых можно сделать вывод о перспективе ее применении в строительстве.

Ключевые слова. Сухая строительная смесь, рисовая солома, биоуголь, карбонизация

Введение. В настоящее время актуальной проблемой является утилизация отходов различных видов производств, в частности агропромышленного комплекса. Данное направление практически не развивается, вопрос утилизации отходов решается путем их сжигания, что приводит к росту загрязнения атмосферного воздуха. По данным Росгидромета в 2019 г. службами мониторинга природной среды зафиксирован 61 случай экстремально высокого загрязнения атмосферного воздуха (10 ПДК и более). Кроме того, зафиксировано 13 случаев аварийного загрязнения. Одним из видов отходов агропромышленного комплекса, утилизируемого путем сжигания, является рисовая солома, которая при горении образует окислы азота и серы, бензапирена, соединений тяжелых металлов, хлорорганических соединений, сажи и черного углерода. Как известно, Россия является одним из крупнейших производителей риса: валовый сбор риса в России в 2019 году составил 1154 тыс. тонн, соответственно, объем рисовой соломы будет примерно таким же. Одним из направлений исследований, направленных на решение проблемы утилизации рисовой соломы, является применение в строительных материалах [1,2]. Например, известны исследования физико-механических свойств гипсовых вяжущих веществ, как с прямым добавлением рисовой соломы, так и с предварительной механохимической обработкой [3-7].

Целью работы является получение композиционной сухой строительной смеси на основе портландцемента с наполнителем из обожженной рисовой соломы и исследование ее физико-механических свойств.

Характеристика исходных материалов. Для приготовления композиционной сухой строительной смеси применяли следующие материалы: портландцемент марки ЦЕМ I 42,5Н ($S_{y0}=3523 \text{ см}^2/\text{г}$) ОАО «Верхнебаканский цементный завод» г. Новороссийск; кварцевый

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

песок ($M_k=1,38$) Самарский песчаный карьер, Ростовская область; характеристики рисовой соломы и биоугля из рисовой соломы ($S_{y\phi}=4052 \text{ см}^2/\text{г}$) представлены в таблице 4, 5.

Состав композиционной сухой строительной смеси готовили совместным смешиванием компонентов в определенной пропорции, представленных в таблице 1. Физико-механические свойства портландцемента марки ЦЕМ I 42,5Н и песка представлены в таблице 2 и 3.

При определении свойств натуральных волокон следует иметь в виду, что они меняются в зависимости от условий среды произрастания: температуры, влажности, состава почвы, воздуха. Возраст и тело растения влияют на высоту, плотность и прочность его волокон. Способ сбора и обработки растений также приводит к изменению характеристик волокон. Химический состав и свойства рисовой соломы зависят от времени посадки, типа риса, климата, источника воды и географических условий [8]. Для изучения состава рисовой соломы был применен метод энергодисперсионной рентгеновской спектроскопии.

Таблица 1 – Состав композиционной сухой строительной смеси с добавкой биоугля из рисовой соломы

Наименование состава	Состав композиционной сухой строительной смеси, по объему в %			
	Цемент	Песок	Биоуголь	Хим. добавка
Контрольный 1-К	20	80	-	-
Разработанный 2-С	20	70	10	-
Разработанный 3-С	20	70	10	1,0

Таблица 2 – Физико-механические свойства портландцемента марки ЦЕМ I 42,5Н

Наименование	Удельная поверхность, $\text{м}^2/\text{кг}$	Нормальная густота, %	Сроки схватывания, мин		Класс прочности при сжатии на 28-е сутки, $R_{сж}$ МПа
			начало	конец	
ПЦ	352	28,1	82	192	42,5

Таблица 3 – Физико-механические свойства песка

Наименование материала	Класс песка	Насыпная плотность, $\text{кг}/\text{м}^3$	Истинная плотность, $\text{кг}/\text{м}^3$	Пустотность, %	Содержание п.г.ч., %
Песок кварцевый мелкий	1	1410	2650	43,0	2,5

Таблица 4 – Физические свойства рисовой соломы и биоугля

Наименование показателя	Единицы измерения	Значение показателя, %	
		Рисовая солома	Биоуголь
Влагосодержание	%	0,96	0,94
Зольность		14,8	33,5
Общая сера		0,19	0,21

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

Суммарный объем пор	см ³ /г	1,3	1,39
Удельная поверхность	см ² /г	-	4052
Насыпная плотность	кг/м ³	270	-

Таблица 5 – Химический состав рисовой соломы и биоугля

Материал	Содержание оксидов, %									
	CO ₂	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Cl ₂ O	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	P ₂ O ₅
Рисовая солома	69,5	20,78	0,26	2,51	1,18	0,78	2,5	1,49	0,62	0,36
Биоуголь	76,76	13,8	0,34	3,96	1,36	0,44	1,08	1,59	0,66	-

Термическую активацию рисовой соломы в муфельной печи проводили для получения материала с целью использования его в качестве добавки в цементной смеси в следующей последовательности: рисовую солому (после химической активации) нагревали до температуры 500–600 °С в печи, затем выдерживали при данной температуре в течение 1-го часа. После нагревания в печи и последующего охлаждения в эксикаторе частицы рисовой соломы были раздроблены и фракционированы, для дальнейших экспериментов применялся биоуголь фракцией 0,16 мм.



Рисунок 1 – Общий вид карбонизированной рисовой соломы до и после измельчения

Качественный EDX-спектр анализ поверхности рисовой соломы представлен на рисунке 2 а, а биоугля из рисовой соломы полученного, при температуре 600 °С на рисунке 2 б. Исследование проводилось на сканирующем электронном микроскопе Model Quanta 250 FEG с блоком EDX-спектроскопии.

Был проведен термический анализ рисовой соломы в процессе ее нагревания с помощью прибора NETZSCH-SAT-449, который совмещает функции термовесов и сканирующего калориметра, при следующих параметрах:

- температура нагрева – 600 °С;
- скорость нагрева – 30 °С мин в атмосфере статического воздуха;
- тигель DSC/TG из алюминия.

Согласно данным проведенного термогравиметрического анализа получены четыре температурные зоны: от комнатной температуры до 120 °С, от 120 °С до 370 °С, от 370 °С до 500 °С и от 500 °С до 600 °С в зависимости от потери веса, данные кривые изображены на рисунке 2.

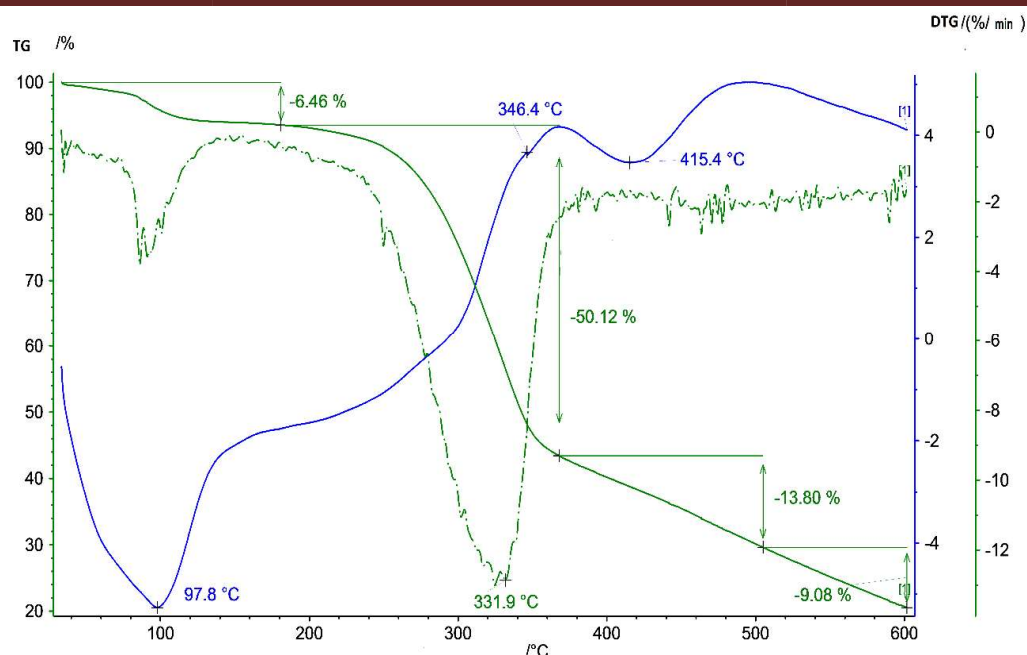


Рисунок 2 – График TG-DTG (термогравиметрии) РСII

В первой зоне при нагревании рисовой соломы до 120 °С из-за потери влаги убыль массы составила около 6,46 %. Во второй зоне при нагревании от 120 до 370 °С зарегистрирована значительная потеря массы около 50,12 %, что объясняется деградацией связанного с целлюлозой компонента с образованием углерода. В третьей зоне при нагреве от 370–500 °С лигнин разлагался с потерей массы около 13,8%, что указывает на его лучшую стабильность по сравнению с целлюлозой и гемицеллюлозой. В четвертой зоне нагрева от 500 °С до 600 °С потеря массы была малой – 9,08%, поэтому карбонизация была остановлена при 600 °С. Конечная масса карбонизированной соломы составила около 15 % от первоначальной. Это указывает на то, что все органические вещества соломы полностью превращены в углерод. Исходя из полученных результатов, оптимальную температуру карбонизации рисовой соломы принимаем 600 °С.

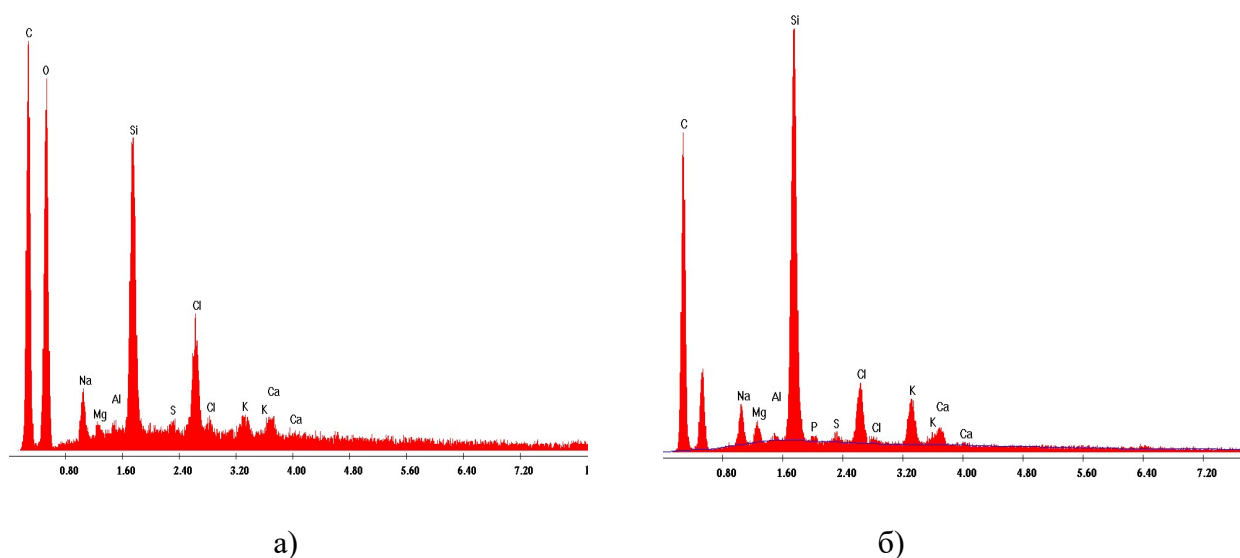


Рисунок 3. Качественный EDX-спектр анализ поверхности: а) рисовой соломы; б) биоугля из рисовой соломы.

Также была снята рентгенограмма биоугля из рисовой соломы, которая изображена на рисунке 4.

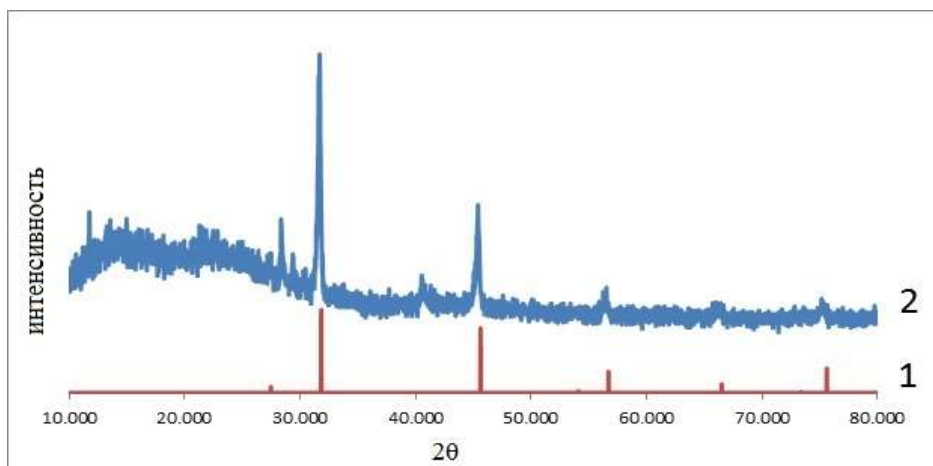


Рисунок 4 – Рентгенограмма биоугля из рисовой соломы

Образцы рентгеновской дифракции, показывают, что пики при 2θ , равные 16 и 22 (характеристики кристаллитов целлюлозы), в рисовой соломе исчезают, и появляются два новых широких пика при 2θ : 25–30 и 38–42, свидетельствующих о графитовой структуре биоугля.

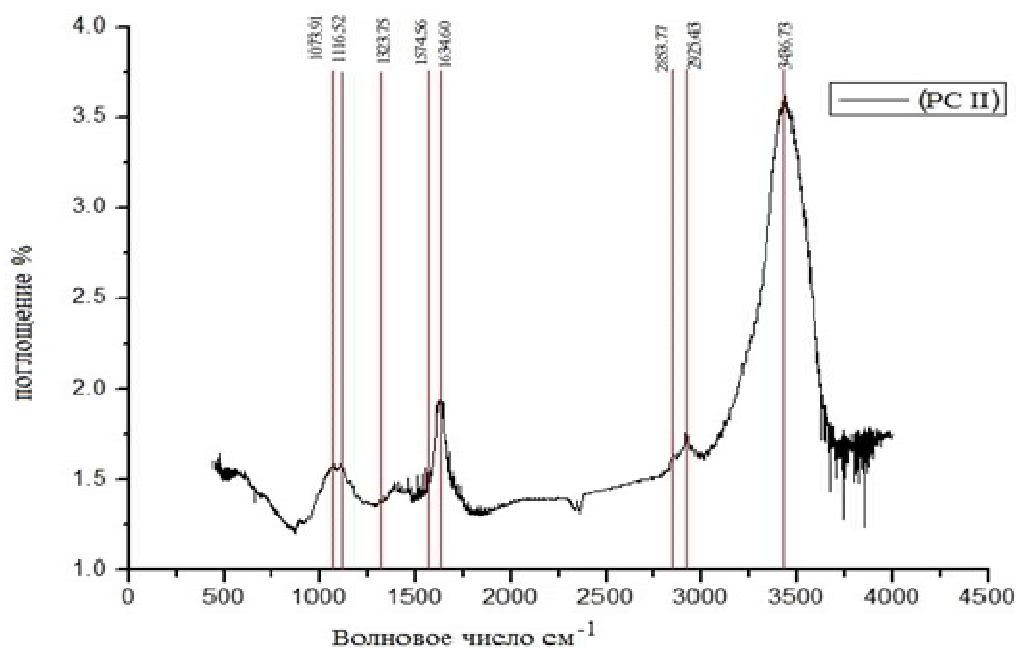


Рисунок 5 – Инфракрасная спектроскопия на основе преобразования Фурье (FTIR) биоугля, полученного из рисовой соломы [14]

Изучение данных рисунка 5 показывает, что гидрофобные функциональные группы появляются на биоугле из рисовой соломы в спектральных областях 2800–3000 см^{-1} и 1300–1600 см^{-1} и тесно связаны с гидрофобными функциональными соединениями, такими как -С-Н-отрезки алкильных групп [13].

Оценку прочностных характеристик сухой цементной смеси проводили на образцах-призмах с размерами 40×40×160 мм по методикам ГОСТа 30744-2001. Отформованные

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

образцы твердели в нормальных условиях в течение 28 суток. На образцах-призмах определяли предел прочности при сжатии и предел прочности при изгибе. Оценку адгезионной прочности сухой строительной смеси проводили по методикам ГОСТа 31356-2007 [9-12]. Данные лабораторных испытаний представлены в таблице 6.

Таблица 6 – Свойства композиционной сухой строительной смеси с добавкой биоугля из рисовой соломы

Наименование показателя	Значение показателя состава, №		
	1-К	2-С	3-С
1. Средняя плотность, кг/м ³	2305	2334	2345
2. Водопоглощение при капиллярном подсосе, %	7,1	6,3	5,9
3. Предел прочности при сжатии образцов кубов, МПа (28 суток н.т.)	52,3	57,9	61,3
4. Предел прочности на растяжение при изгибе образцов призм, МПа (28 суток н.т.)	2,5	3,8	4,2
5. Адгезионная прочность, МПа	0,52	1,48	2,07

Исследование возможности применения отходов производства риса, в частности рисовой соломы, является перспективным направлением, т.к. позволяет решить вопрос утилизации многотоннажных объемов отходов, а также повысить прочностные характеристики сухой строительной смеси.

Список литературы

1. Использование золошлаковых отходов в качестве дополнительного цементирующего материала / Т. В. Лам, Н. С. Хунг, Б.И. Булгаков [и др.] // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2018. №8. С. 10-18. — Режим доступа: https://doi.org/10.12737/article_5b6d58455b5832.12667511.
2. Петроченков, Р.Г. Композиты на минеральных заполнителях. Проектирование составов строительных композитов [Текст]. Т. 2. - М.: Стройиздат, 2005. - 349 с.
3. Адылходжаев, А.И. Использование рисовой соломы для увеличения прочностных характеристик гипсовых вяжущих веществ [Электронный ресурс] / А.И. Адылходжаев, Б.Г. Игамбердиев, М.М. Умарова // Universum: Технические науки: электрон. научн. журн. 2018. № 10(55). — Режим доступа: <http://7universum.com/ru/tech/archive/item/6441>.
4. Effect of rice husk ash and fly ash on the compressive strength of high performance concrete [Электронный ресурс] / L. V. Tang, B. Bulgakov, O. Aleksandrova [et al.] // E3S Web of Conferences 33, 02030 (2018). — Режим доступа: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20183302030>.
5. Bui, D.D. Particle size effect on the strength of rice husk ash blended gapgraded Portland cement concrete [Текст] / D.D. Bui, J. Hu, P. Stroeve // Cement and Concrete Composites. 2005. Vol 27. Issue 3. P. 357-366.
6. Effect of Rice Husk Ash and Fly Ash on the Workability of Concrete Mixture in the High-Rise Construction [Электронный ресурс] / L. V. Tang, B. Bulgakov, S. Bazhenova [et al.] // E3S Web of Conferences 33, 02029 (2018). — Режим доступа: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20183302029>.
7. Влияние золы рисовой шелухи на свойства гидротехнических бетонов [Электронный ресурс] / Н. С. Хунг, Т. В. Лам, Б.И. Булгаков // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. Выпуск 6

- (117). С. 768-777. — Режим доступа: [https://doi.org/ 10.22227/1997- 0935.2018.6.768-777](https://doi.org/10.22227/1997-0935.2018.6.768-777).
8. Неорганические компоненты соломы и шелухи овса [Текст] / Л.А. Земнухова, В.В. Будаева, Г.А. Федорищева [и др.] // Химия растительного сырья. 2009. №1. С. 147-152.
 9. Wanga, A. Fly ash effects II. The active effect of fly ash [Текст] / A. Wanga, C. Zhangb, W. Suna // Cement and Concrete Research. 2004. Vol. 34. P. 2057–2060.
 10. Hoàng, М.Đ. Nâng cao khả năng bảo vệ cốt thép của bê tông trong môi trường biển bằng phụ gia silicafume [Текст] / М.Đ. Hoàng, Т.Н. Nguyễn // Hội nghị Khoa học Viện KHCN Xây dựng. Hà Nội. 2013. P. 100-109.
 11. Thang N.C., et al. Ultra high performance concrete using a combination of Silicafume and Ground Granulated Blast-furnace Slag in Vietnam [Текст] // The International Conference on Sustainable Built Environment for Now and the Future. Hanoi, 2013. P. 303-309.
 12. Mohamed, A. Physical and Chemical Properties of Rice Straw Ash and Its Effect on the Cement Paste Produced from Different Cements [Текст] / A. Mohamed, T. El-Sayed, M. El-Samni // Journal of King Saud University - Engineering Sciences. 2006. Vol. 19. Issue 1. P. 21-29.
 13. Yun, C.H. Effects of pre-carbonization on porosity development of activated carbons from rice straw [Текст] / C.H. Yun, Y.H. Park, C.R. Park // Carbon. - 2001. - №39(4). - P. 559.
 14. Modeling of ammonium and cod adsorption in aqueous solutions using an artificial neural network (ANN) [Электронный ресурс] / A.S. Khalil, A.S. Smolyanichenko, E.E.Shchutskaya [et al.] // AER-Advances in Engineering Research Proceedings of the International Symposium "Engineering and Earth Sciences: Applied and Fundamental Research" dedicated to the 85th anniversary of H.I. Ibragimov (ISEES 2019). 2019. P.212-218 — Режим доступа: <https://doi.org/10.2991/isees-19.2019.42>

FIBERGLASS MICRO PILE REINFORCING SOFT CLAYS

Nikolai Vatin ^a, Renat Nurmukhametov ^a

^a Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia

Abstract. Influence of reinforcing FRP elements on the soft clays is investigated. Fiberglass helical pile was designed and produced by Composite Group LLC. Pile is made with pultruded fiber reinforced polymer pipe and cast ironscrew what increases life period due to corrosion absence. This type of micro pile is lighter compared to steel screw piles. Scale laboratory tests were performed imitating vertical elements installed at soft water saturated clays. Reduction of the weak clays' settlements due to implemented reinforcing elements is described. Results of performed laboratory tests are provided. Experiments have shown that after 30 days vertical reinforcing bars reduce the deformations. Also reinforcement reduces the speed of foundation settlements grow during first two days due to long term consolidation.

Key words: fiberglass, composite pile, helical pile, FRP pile, micro pile, screw pile, water saturated clayey soil, soft clay.

1. Introduction.

New type of fiberglass screw micropile is designed and developed by Composite Group LLC [1]. It is a helical pile produced with the cast iron screw and fiberglass pultruded pipe (fig. 1 and 2).



Fig. 1. Fiberglass reinforcing element.



Fig. 2. Cast ironscrew.

Structure is newly developed and does not have calculation methods for several details. Such as delamination researched by Sirimanna [2] who was testing epoxy injected between the concrete core and fiberglass pipe. Sprince A. and Pakrastinsh, L. [3] were analyzing helical piles' bearing capacity. Mohajerani and Zyka [4] reviewed composite piles application at marine environment and compared them to the wooden piles. Popov has investigated vertical reinforcement at

clays[5]. Researchers Pando[6] and Valez [7] incorporated improvements those allowed to reduce the gap between investigations and full scale production. Valez [7] tested the work of fiberglass and carbon piles at the soft stabilized and non-stabilized soils. His results have shown better adhesion and bearing capacity compared to the steel piles. However proposed structure is not enough investigated.

Special attention is required for the piles used at the soft soils those are widely presented in the areas located at the rivers' delta. Subject is open and requires further investigation. Goal is to forecast the settlements and the settlements' speed of the composite piles at soft clays. Method to be similar as Ponomarev A.B. investigates argillite like clays [8] and Mirsayapov soft clays [9].

2. Method.

Two sets of scaled tests were performed at the laboratory by using models of similar reinforcing elements. Tests were made at the laboratory within 30 days. Main loading equipment used was uniaxial odometer. First set considered two samples with four reinforcing plastic elements 5 mm diameter and 100 mm length (cross section area is 1.31%) and one sample without reinforcement. Total pressure applied to the samples was 200 kPa. Second set was made under 300 kPa for the samples with four and eight reinforcing bars ($\mu=2.62\%$) imitating FRP micro pile (fig.3).



Fig. 3. Two types of samples after load is removed.

3. Results.

Results are presented at the below consolidation graphs $S(t)$ (fig. 4 and 5).

Graphs reflect reduced settlements' speed. Deformations are stabilized faster at more dense reinforced samples.

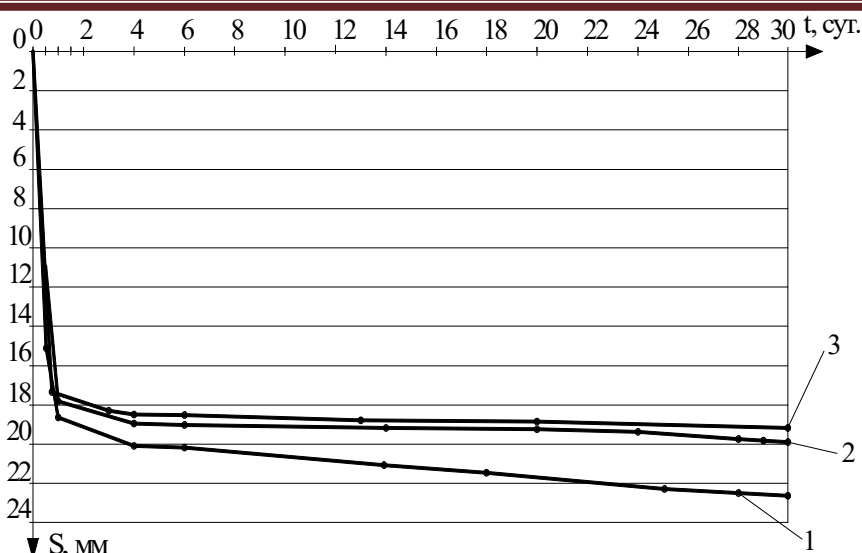


Fig. 4. Settlements values depending on number of reinforcing elements under pressure $P=200$ kPa. 1 – soil is not reinforced, $\mu=0\%$; 2, 3 – soil is reinforced by 4 rods, $\mu=1,31\%$.

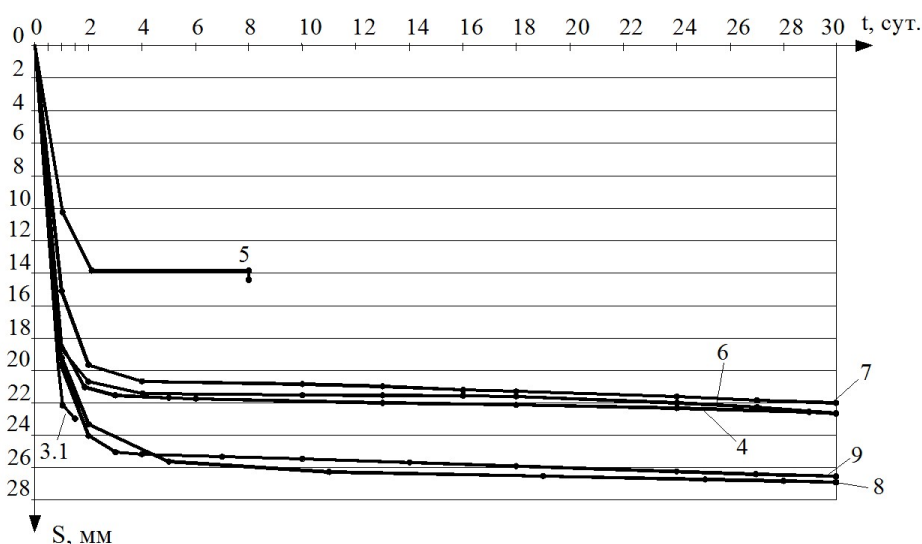


Fig. 5. Settlements values depending on number of reinforcing elements under pressure $P=300$ kPa. 8, 9 – reinforced by 4 rods, $\mu=1,31\%$, 4-7 – reinforced by 8 rods, $\mu=2,62\%$.

Experiments have shown that after 30 days vertical reinforcing bars reduce the deformations for 15-20% at samples with 2.62% reinforcement. Hence Young modulus is increased what proofs the benefits of composite reinforcement application.

Reinforcement reduces the speed of deformations grow during first two days. Long term consolidation negatively influences on the construction schedule and requires additional monitoring measures.

4. Conclusion.

Performed tests clarifies method with regard to the soft clays considered within earlier research [10].

Approach of considering piles as a vertical reinforcement elements in general is applicable as well as described by Maltseva [11], [12].

More full-scale field research is still needed to develop sufficient guidelines. And durability tests emulating water saturated conditions should be carried out to assess the effectiveness of epoxies, and, lastly, reinforcing arrangements should be tested to prevent lateral deflection.

References

1. Dmitriev A.N. CompositeGroupLLC [Электронныйресурс].// Dmitriev A.N. //CompositeGroupLLC - November 2010 - Режимдоступа : <http://www.composite-group.ru/>.
2. Guades E.J. Behaviour of fibre composite pile under axial compression load [Текст] / Guades E.J., Sirimanna C.S., Aravinthan T.[идр.] // Incorporating Sustainable Practice in Mechanics of Structures and Materials - Proceedings of the 21st Australian Conference on the Mechanics of Structures and Materials : сб. науч. тр. 2011. С. 457–462. DOI:10.1201/b10571-81.
3. Sprince A. Helical pile behaviour and load transfer mechanism in different soils [Текст] / Sprince A., Pakrastinsh L. // 10th International Conference Modern Building Materials, Structures and Techniques : сб. науч. тр. 2010. С. 1174–1180.
4. Zyka K. Composite piles: A review[Текст] / Zyka K., Mohajerani A. // 2016.
5. Popov A.O. Settlement calculation of clay bed reinforced with vertical elements[Текст] / Popov A.O. // Magazine of Civil Engineering. 2015. № 4(56). DOI:10.5862/MCE.56.3.
6. Pando M.A.A laboratory and field study of composite pile for bridge substructures [Текст] / Pando M.A., Ealy C.D., Filz G.M.[идр.]// US Department of Transportation. 2006.
7. Giraldo Valez J. Axial and lateral load transfer of fibre-reinforced polymer (FRP) piles in soft clay [Текст] / Giraldo Valez J., Rayhani M.T.// International Journal of Geotechnical Engineering. 2017. № 2(11). С. 149–155. DOI:10.1080/19386362.2016.1198109.
8. Ponomarev A.B. On the Stress-Strain State and Load-Bearing Strength of Argillite-Like Clays and Sandstones[Текст] / Ponomarev A.B., Sychkina E.N. // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2018. № 3(55). С. 141–145. DOI:10.1007/s11204-018-9517-1.
9. Mirsayapov I.T. Clayey soils rheological model under triaxial regime loading[Текст] / Mirsayapov I.T., Koroleva I. V. // Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development - Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE : сб. науч. тр. 2015. 2015. (6). С. 3249–3254.
10. Nurmukhametov R.R. Deformability of water saturated clay reinforced by vertical elements[Текст] / Nurmukhametov R.R. // Alfabuild. 2019. № 11(4). С. 54–69. DOI:10.6084/m9.figshare.11637849.
11. Maltseva T. The Method of Calculating the Settlement of Weak Ground Strengthened with the Reinforced Sandy Piles [Текст] / Maltseva T., Nabokov A., Novikov Y.[идр.]// MATEC Web of Conferences. 2016. (73). DOI:10.1051/mateconf/20167301015.
12. Maltseva T. Modelling a Reinforced Sandy Pile Rheology when Reacting with Water-saturated Ground[Текст] / Maltseva T., Saltanova T., Chernykh A. // Procedia Engineering. 2016. (165). С. 839–844. DOI:10.1016/j.proeng.2016.11.782.

**ТЕХНИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК
МИНЕРАЛЬНЫХ КОМПОЗИЦИЙ ДЛЯ ЗАЩИТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

С.Н. Леонович^а, Н.Л. Полейко^а, Н.А. Будревич^а

^а Белорусский национальный технический университет,

***Аннотация.** Бетонные и железобетонные конструкции, подвергающиеся многолетним воздействиям атмосферных и подземных вод, водяного пара, солей антиобледенителей и т.п. с циклическим замораживанием и оттаиванием, особенно в странах с континентальным и резко континентальным климатом, существенно снижают свои технические характеристики, в том числе долговечность, морозо- и коррозионную стойкость, в большинстве случаев уже через 5-10 лет с момента ввода в эксплуатацию.*

Восстановление старых или устройство новых защитных покрытий в действующих сооружениях представляет собой сложную инженерную задачу. В связи с этим особый интерес представляют материалы и технологии, обеспечивающие нормальную работу конструкций в зоне и условиях негативных воздействий.

В данной статье выполнен обзор общепринятых классификаций защитных покрытий. Обобщена информация о современных тенденциях и направлениях развития в области материалов для защитных покрытий. Представлены результаты анализа некоторых основных характеристик минеральных составов проникающего действия, применяемых для устройства защитных покрытий.

***Ключевые слова.** Бетон, полимер, мастика, битум, раствор, жидкое стекло, сера, гидрофобные порошки, пленка полимерная.*

Виды защитных покрытий. Вопросы защиты регламентируются рядом нормативных документов, и если на территории России – действуют СНиП 2.03.11-85 [1], Изменения №1 к СНиП 2.03.11-85, СНиП 3.04.03-85 [2], а также введенный европейский стандарт EN 1504, то в Республике Беларусь нормативная база обновлена более существенно: ТКП 45-2.01-111-2008 [3], ТКП 45-5.03-33-2006 [4], СТБ EN 1504-2009.

Согласно [2] и [4] защитные покрытия бетонных конструкций в зависимости от вида защитного покрытия подразделяются на:

1. Лакокрасочные;
2. Оклеечные;
3. Мастичные, шпатлевочные и наливные на основе синтетических смол;
4. Футеровочные и облицовочные;
5. Покрытия, нанесенные гидрофобизацией;
6. Покрытия уплотняющиеся пропиткой химически стойкими материалами;
7. Покрытия биоцидными материалами [1, 3].

***Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности***

Стандарт СТБ EN 1504-2-2009 подразделяет системы защиты поверхности на три группы, в зависимости от механизма действия и области применения [5]:

1. Гидрофобизаторы (обработка бетона для получения водоотталкивающего эффекта поверхности);
2. Пропитывающие составы (обработка бетона для снижения пористости и упрочнения поверхности);
3. Покрyтия (обработка бетона для получения сплошного защитного слоя).

Таблица 1 – Основные виды гидроизоляций и материалы, используемые при их устройстве

Тип гидроизоляции	Наименование материалов	Тип поверхности	Защита слоя
Первичная	Бетон высокой водонепроницаемости на основе портландцемента, напрягающих цементов и т.п.	-	не требуется
Оклеечная	Рулонные материалы на основе модифицированных битумов и полимеров	ровная	необходима
Обмазочная эластичная	Полимерные, битумно-полимерные, цементно-полимерные мастики	ровная	необходима
Обмазочная жесткая	Цементно-полимерные мастики	ровная	не требуется
Пропиточная	Кремний органические дисперсии, инъекционные цементные и глинистые растворы, цементные составы капиллярного действия, жидкое стекло, сера	неровная	не требуется
Штукатурная	Цементные растворы, полимеррастворы, асфальтовые растворы, торкретрастворы	неровная	не требуется
Монтируемая	Металлические, полимерные и картонно-бентонитовые листы, полимерные пленки		необходима
Закладочная	Гидрофобные порошки, закладочные массы с эффектом расширения при увлажнении	грубая неровная	необходима

В последние годы некоторые виды защитных покрытий утратили свою актуальность в силу ряда объективных причин, таких как высокая стоимость материалов и работ, большие трудозатраты и сложность реализации, моральное устаревание материалов и методов. В то же время появилось большое количество новых материалов по вторичной защите, в том числе зарубежных, российского производства и отечественных.

Виды материалов для защитных покрытий. Системы защитных покрытий можно разделить на четыре группы [7]:

1. Пленочные (традиционные лакокрасочные материалы);
2. Пропиточные полимерные системы;
3. Полимерные эластичные покрытия;
4. Интегральные капиллярные системы на минеральной основе.

Если рассматривать материалы для защитных покрытий с позиции применяемых вяжущих в системах, обеспечивающих изоляцию поверхности, то можно выделить две группы:

- 1) материалы на основе органических вяжущих (битумные, дегтевые, полиуретановые, эпоксидные смолы и т.п.);
- 2) материалы на основе минеральных вяжущих.

Материалы на основе органических вяжущих. Традиционные материалы на основе органических вяжущих хорошо изучены [8], в том числе известны их основные недостатки:

- необходимость нанесения только со стороны позитивного давления грунтовых вод;
- отслоение покрытия под давление паров воды, мигрирующих к поверхности бетона;
- высокие требования к подготовке поверхности;
- необходимость высушивания бетонного массива до остаточной влажности (не более 5%);
- снижение эластичности покрытия со временем (старение);
- разрушение под воздействием ультрафиолета, микроорганизмов и грунтовых вод, загрязненных углеводородами (нефтепродуктами);
- низкая ремонтоспособность.

Тем не менее с не меньшей интенсивностью происходят дальнейшее изучение возможностей известных и разработка новых составов на основе органических веществ, о чем свидетельствуют публикации, научные работы и составы на рынке строительных материалов: защитные покрытия, модифицированные полимерами [9], новые составы группы «ЗПСМ» [10], полиуретановые полимерные композиции [11] (появление на рынке новых материалов «КОНСОЛИД» и «ВУК»), материалы на основе олигомеров [12], лигнополимерсиликатная композиция [13], материалы на основе полимерных отходов [14], полимерсиликатные композиции [15], материалы на основе низкомолекулярных олигодиенов [16] и др.

Материалы на основе минеральных композиций. Материалов на основе минеральных вяжущих с минеральными компонентами существенно меньше, и представлены они значительно хуже [8], [17] (хотя торговых марок достаточно много), несмотря на наиболее известных и распространенных) появилась в Дании еще в начале 50-х годов 20-го века. Фирма VANDEX первой получила одноименный материал. Позже на базе этой разработки появились пенетрирующие системы под названиями THORO, PENETRON (США), XYPEX (США, Канада), DRIZORO (Италия) и др. В СССР в 80-х годах проводились

исследования, результатом которых стало появление материалов КАЛЬМАТРОН, АКВАТРОН, позже КОРАЛЛ, ЛАХТА, ГИДРОХИТ и т.д.

В середине 90-х годов на российском рынке закрепились материалы группы PENETRON (США). На рынке строительных материалов Республики Беларусь составы на основе минеральных вяжущих КАЛЬМАТРОН и PENETRON (США) обосновались примерно в одно время – в начале 2000-х годов.

К 2016 году на российском рынке строительных материалов составы на минеральной основе представлены уже как зарубежными, так и собственными (российскими) производителями весьма обширно:

- ООО «ЗащитаКОНструкций-М» предлагало среди защитных материалов следующие: КАЛЬМАТЕРМ; ГАМБИТ А-1; ГАМБИТ В-2; КАЛЬМАТРОН И КАЛЬМАТРОН-ЭКОНОМ.

- Группа WASCON предлагала сухие строительные и гидроизоляционные смеси: WASCONMS1, WASCONMS2; WASCONMF3, WASCONMP4 и WASCONMP6 (гидропломба).

- Группа компаний «Эттрилат» специализировалась на разработке, производстве и реализации высокотехнологичных строительных материалов, гидроизолирующих и специальных строительных смесей, таких как: «ГИДРО S»; ЭТТРИЛАТ; ПЛАСТ-ГИДРО; «ГИДРОТЭКС», «ЛАХТА», «ХУРЕХ» (КСАЙ-ПЕКС) ПЕНЕТРОН.

- Компания ООО «Консолит» разрабатывала и производила следующий ряд подобных материалов: CONSOLIT 540; БАРСВ45т и В45л; БАРС В60т и В60л; CONSOLIT 140 ГИДРОПЛАГ.

- Торгово-строительная компания «ТРИГЛАВ» предлагала следующие составы, производимые в Словении фирмой «КЕМА»: HIDROKIT; HIDROZAT; HIDROTES 94 и КАЛЬМАТРОН.

- ООО «Торговый дом СТРИМ» предлагало комплексную защиту зданий и сооружений, в том числе гидроизоляционные составы: СТРИМСМЕСЬ и СТРИМПЛАГ.

- ЗАО «САЗИ» предлагало: ГИДРОХИТ проникающий; ГИДРОХИТ шовный и ГИДРОХИТ пломба.

- ООО «ПОЛИЭКС-центр М» производило «Полиакватрон Ф» - гидроизоляционный материал проникающего действия, который выпускается по технологическому регламенту, разработанному ГУП НИИМосстрой.

- Среди гидроизоляционных смесей марки Garant использовались следующие материалы: GYDROISOL; GYDRISTOP.

- Сухие смеси фирмы «БИРСС» для гидроизоляции следующие: БИРСС Дихтунгшлам; БИРСС Дихтунгшлам-TW; БИРСС Гидромиг-63.

- Торговый дом «НИИЖБ-трейдинг» предлагал ряд цементов и гидроизоляционных смесей для бетонных и железобетонных конструкций: цемент серии ГИДРО-S; напрягающий цемент НЦ; смеси проникающего действия ГИДРО-S; Гидротэкс; ГидроСИЛ-15; ГИДРОФЛЕКС и АКВАТРОН-6.

- Компания Ceresit предлагала гидроизолирующую массу для устройства жестких гидроизоляционных покрытий CR 65.

На рынке Республики Беларусь на сегодняшний день составы проникающего действия на минеральной основе представлены намного скромнее в основном зарубежными или российскими производителями, а собственные (отечественные) производители практически отсутствуют:

- ЧП «Кальматрон-М» производит и предлагает составы КАЛЬМАТРОН, КАЛЬМАТРОН-ЭКОНОМ, КАЛЬМАТРОН-Д.

- ООО «ДаКроса» осуществляет поставки гидроизоляционной добавки ПЕНЕТРАТ (ПРОНИТРАТ).

- ООО «Пенетрон-Бел» (официальное представительство ГК «Пенетрон-Россия» на территории Республики Беларусь) поставляет ПЕНЕТРОН и ПЕНЕТРОН АДМИКС.

Несмотря на существенно меньшее разнообразие защитных составов с минеральными композициями (особенно проникающего действия) на белорусском рынке на фоне российского, даже в этом случае может возникнуть затруднение в правильном выборе защитного материала. Для оптимального выбора необходимо учитывать условия эксплуатации, конструктивные решения и свойства материалов: физико-механические, упруго-деформативные и прочностные характеристики, адгезию, технологичность при производстве работ, экологическую и гигиеническую безопасность, экономические показатели, долговечность и др.

Свойства минеральных составов. Проведенный анализ научно-технической документации [18] показал, что в настоящее время нет единых унифицированных показателей, характеризующих качество систем защитных покрытий. В связи с этим на основании результатов многочисленных и многолетних исследований [18] были предложены для оценки защитных композиций следующие параметры:

1. Адгезия;
2. Диффузионная проницаемость для жидкости и газа;

3. Химическая стойкость;
4. Трещиностойкость;
5. Морозостойкость;
6. Водонепроницаемость.

Некоторые исследователи [19] придерживаются, что на первый план необходимо ставить требования по:

- 1) водонепроницаемости на прижим;
- 2) водонепроницаемости на отрыв;
- 3) паропроницаемости;
- 4) трещиностойкости при динамических нагрузках;
- 5) адгезионной прочности;
- 6) технологичности и простоте обработки;
- 7) долговечности и надежности;
- 8) возможности обработки влажной поверхности.

С учетом приведенной информации представляет практический интерес проведение сравнительного анализа некоторых составов на минеральной основе для ремонтных и противокоррозионных работ, поскольку научных публикаций, раскрывающих в существенном объеме свойства приведенных выше минеральных защитных композиций значительно меньше, чем публикаций о составах на основе органических веществ.

Лучше всего описаны характеристики составов линейки «Кальматрон» (публикации научных и научно-практических результатов исследований коллективов и отдельных авторов [20, 21, 22]. Также можно ознакомиться с некоторыми результатами исследований по составу «Герсмесь» [23], «Лахта» [24] и с обзорной статьей общего представления о составе «ПенетронАдмикс» [25].

Критериями для сравнения характеристик следует принять основные свойства материалов:

- Стойкость к химическим агрессивным средам;
- Жизнеспособность раствора (время нахождения смеси в рабочем состоянии с момента затворения водой);
- Прочностные характеристики образцов;
- Морозостойкость;
- Водонепроницаемость;
- Толщина покрытия;

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

- Расход состава на кв.м.

Полученные результаты представлены в табличной форме (таблица 2).

Таблица 2 – Результаты сравнительных характеристик минеральных составов проникающего действия

Вид состава	Стойкость к химически агрессивным средам	Жизнеспособность раствора, мин	Морозостойкость, циклов	Водонепроницаемость, W	Прочность сцепления с бетоном через 28 сут, МПа	Глубина проникновения, см	Толщина покрытия, мм	Расход, кг/кв.м
Гидротэкс	+	5-60	От 300	6-10	2,6-4,8	Более 10	2-15	2,5-4,0
Акватрон	+	До 60	300	10-14	1,5-2,0	До 10	2	2-9
БАРС	-	15-30	200-300	10-16	2,5-3,0	-	-	30-40
HIDROTES	+	30	300	7	2,2	-	-	2,5-4
CONSOLIT	+/-	До 240	300	-	1,0	-	10-30	14-15
Гидро S	+/-	60	До 500	14-16	1,8-2,0	-	10-30	18-50
Эттрилат	+/-	40	До 500	12-18	2,5-3,0	-	10-20	8-18
Лахта	+	5-240	300	10-16	1,2-1,6	До 20	1,25	1-25
Пенетрон	+	30	До 300	До 14	1,7	До 25	1,2-2,0	1-2
Герсмесь	+	5-30	300	10-15	3,0	Более 10	2-4	2,4-6
Кальматрон	+	15-30	До 400	12-18	3,1	Более 15	1,5-5,0	2,4-5

Описания и технологические характеристики материалов линейки «Кальматрон».

Линейка «Кальматрон» состоит: сухая смесь, состоящая из портландцемента, мелкого заполнителя (песок кварцевый) определенной гранулометрии и комплекса запатентованных химически активных реагентов.

1. «Кальматрон» - гидроизоляционная смесь проникающего действия. Предназначен для гидроизоляции бетонных и железобетонных конструкций, сооружений и емкостей. Применение состава «Кальматрон» позволяет защитить бетон от воздействия агрессивных сред, повышению морозостойкости и прочности бетона. Бетон становится стойким к воздействию сульфатной, хлоридной, азотной и других видов агрессии. Разрешен к применению на объектах питьевого водоснабжения.

2. «Кальматрон-Эконом» - гидроизоляционная смесь предназначена для заделки швов, трещин и устройства защитных штукатурных покрытий по бетонным и кирпичным поверхностям, с обеспечением водонепроницаемости, прочности и морозостойкости. Материал обладает высокой адгезией к бетону, кирпичу, натуральному камню.

3. «Кальматрон-Д» - добавка коьматирующая для бетонов, предназначена для шумоизоляции всей толщй бетонных и железобетонных конструкций на стадии бетонирования. Использование добавки «Кальматрон-Д» позволяет исключить вторичную защиту бетона.

Заклщчение. По результатам можно сделать выводы:

1. При срочных ремонтных работах целесообразнее использовать «Кальматрон», «Гидротэкс», «Герсмесь»;
2. Наиболее высокое сцепление с бетонной поверхностью зафиксировано у составов «Гидротэкс», «Кальматрон», «Герсмесь», «Эттрилат»;
3. Морозостойкость практически у всех составов одинаковы (выдерживают до 300 циклов попеременного замораживания-оттаивания);
4. С позиции водонепроницаемости наилучшими в порядке убывания являются: «Кальматрон», «Эттрилат», «ГидроS», «Лахта»;
5. Расход материала составов (в порядке возрастания от наиболее экономных) «Лахта», «Пететрон», «Кальматрон».

Для защитных покрытий проникающего и поверхностного действия с целью получения лучшей по свойствам гидроизоляции рекомендуется применять следующие материалы: «Кальматрон», «Гидротэкс», «Герсмесь», «Лахта». При этом в случае возникновения необходимости проведения срочных работ лучше подойдут «Кальматрон» и «Гидротэкс».

Авторами не учитывался фактор стоимости составов для защитных покрытий, а также некоторые другие характеристики, которые могут повлиять на занимаемые позиции составов в текущем рейтинге их эффективности.

Список литературы

1. СНиП 2.03.11-85* : Защита строительных конструкций от коррозии [Текст]. - Взамен СНиП П-28-73*, СН 65-76; введ. с 01.01.1986.-М.: Госстрой, ЦИТП, 1985.-55 с.
2. СНиП 3.04.03-85 Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии [Текст]. – Введ.01.01.1986 – М: Госстрой СССР, 1985. – 21 с.
3. Защита строительных конструкций от коррозии. Правила проектирования: ТКП 2.01-111-2008 [Текст] – Введ.01.01.09 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 130 с.
4. Антикоррозионные покрытия строительных конструкций зданий и сооружений. Правила устройства: ТКП 5.09-33-2006 [Текст] – Введ.03.03.06 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2006. – 21 с.
5. Изделия и системы для защиты и ремонта бетонных конструкций. Определения, требования, контроль качества и оценка соответствия. Часть 2. Системы защитных покрытий для бетона: СТБ EN 1504-2-2009 [Текст] – Введ.01.01.2010 – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2009 – 123 с.

6. Большаков, Э.Л. Сухие смеси для бетонов с повышенной водонепроницаемостью [Текст] / Э.Л. Большаков // Строительные материалы. 1998. №11. С. 123-124.
7. Терехина, Г.С. Эффективные материалы отечественного производства для вторичной защиты железобетонных конструкций [Текст] / Г.С. Терехина // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2009. №8. С.8-10.
8. Железобетон в XXI веке: состояние и перспективы развития бетона и железобетона в России [Текст] / Госстрой России; НИИЖБ. – Москва: Готика, 2001. – 684 с.
9. Вавренюк, С.В. Эффективные защитные покрытия, модифицированные полимерами [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.05 / С.В. Вавренюк. – Москва, 2006. – 241 с.
10. Зайцев, Г.Е. Новые составы и системы для защиты бетонных конструкций [Текст] / Г.Е. Зайцев [и др.] / Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве: материалы междунар. Конференции. - Санкт-Петербург, 2007. – С. 344-347.
11. Степанова, В.Ф. Системы покрытий на основе полиуретановых полимерных композиций для вторичной защиты железобетонных конструкций [Текст] / В.Ф. Степанова, С.Е. Соколова, А.Л. Полушкин / Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве: материалы междунар. Конференции, Санкт-Петербург (10-12 октября 2007 г.) – Санкт-Петербург, 2007. – С. 344-347.
12. Никитенко, А.А. Составы и технология строительных материалов на основе олигомеров для коррозионной защиты сооружений [Текст]: дис. ... к-та техн. наук: 05.23.05 / А.А. Никитченко. – Воронеж, 2008. – 213 с.
13. Шурышева, Г.В. Лигнополимерсиликатная композиция для защиты бетона от органической коррозии [Текст]: дис. ... к-та техн. наук: 05.23.05 / Г.В. Шурышева. – Красноярск, 2008. – 141 с.
14. Савосин, А.В. Композиционный строительный материал на основе полимерных отходов с улучшенными антикоррозионными свойствами [Текст]: дис. ... к-та техн. наук: 05.23.05 / А.В. Савосин. – Волгоград, 2009. – 183 с.
15. Городецкий, С.А. Полимерсиликатные композиции для защиты от коррозии конструкций и инженерных систем сельскохозяйственных зданий [Текст]: дис. ... к-та техн. наук: 05.23.05 / С.А. Городецкий. – Новосибирск, 2011. – 184 с.
16. Сапелкин, Р.И. Технология устройства покрытий из высокопрочных коррозионностойких материалов на основе низкомолекулярных олигодиенов [Текст]: дис. ... к-та техн. наук: 05.23.08 / Р.И. Сапелкин. – Воронеж, 2011. – 155 с.
17. Шилин, А.А. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами [Текст] / А.А. Шилин, В.А. Пшеничный, Д.В. Каргузов. – М: Стройиздат, 2004. – 144 с.
18. Степанова, В.Ф. Выбор критериев оценки и основных показателей качества антикоррозионных покрытий на бетоне [Текст] / В.Ф. Степанова, С.Е. Соколова, А.Л. Полушкин // Строительные материалы. 2000. №10. С. 12-13.
19. Серебренникова, Н.Д. Критерии и методы оценки долговечности герметизирующих материалов [Текст] / Н.Д. Серебренникова // Строительные материалы. 2003. №12. С. 22-23.
20. Герчин, Д.В. Особенности применения защитного состава «Кальматрон» для повышения долговечности бетонов зданий и сооружений [Текст] / Д.В. Герчин // Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве: материалы междунар. Конференции, Санкт-Петербург (10-12 октября 2007 г.) – Санкт-Петербург, 2007 – С. 338-343.
21. Полейко, Н.Л. Повышение эксплуатационных характеристик бетона строительных конструкций с применением системы «Кальматрон» [Текст] / Н.Л. Полейко, С.В. Журавский, Ю.Н. Темников // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. тр. в 2 ч. / редкол.: М.Ф. Марковский (гл. ред.) [и др.]. – Минск: Минсктиппроект, 2009. Ч. 2. – С. 365-375.
22. Полейко, Н.Л. Прочностные и эксплуатационные характеристики бетона строительных конструкций защищенных системой «Кальматрон» [Текст] / Н.Л. Полейко, С.Н. Леонович, Ю.Н. Темников, С.В. Журавский // Вопросы внедрения норм проектирования

и стандартов Европейского Союза в области строительства: сб. научн.-техн. ст., Минск (22-23 мая 2013 г.): в 2 ч. / Белорус. нац. технич. ун-т.; редкол.: В.Ф. Зверев [и др.]. – Минск, 2013. Ч. 2. – С. 145-158.

23. Ломоносова, Т.И. Защитные покрытия повышенной долговечности на основе минеральных вяжущих для строительных конструкций [Текст]: автореф. дис. ... к-та техн. наук: 05.23.5 / Т.И. Ломоносова. – Москва, 2010. – 26 с.

24. Гидроизоляция «Лахта» на фоне зарубежных аналогов [Текст] // Строительные материалы. 2002. №1. С. 6-7.

25. Балакин, Д.В. Композиционные капиллярные добавки в бетон, снижающие проницаемость с эффектом самозалечивания трещин как новый качественный уровень первичной защиты бетонных конструкций [Текст] / Д.В. Балакин // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. тр. в 2 ч. / М.Ф. Марковский (гл. ред.) [и др.]. – Минск: Минсктиппроект, 2009. Ч.2. – С. 58-61.

СПОСОБ КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА СТАЛЕФИБРОБЕТОНА ПО КОЭФФИЦИЕНТУ ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ НОРМАЛЬНОМ ОТРЫВЕ

Е.А. Садовская^а, С.Н. Леонович^а, Е.Н. Полонина^а, Н.А. Будревич^а

^аБелорусский национальный технический университет

Аннотация. Для распространения трещин в высокопрочном бетоне нет особых препятствий. Однако в дисперсно-армированных бетонах препятствия в виде волокон затрудняют распространение трещины. Понятно, что под действием нагрузки развитие трещины неизбежно, но на преодоление каждой преграды в виде фибры затрачивается дополнительная энергия, поэтому процесс раскрытия трещин может постепенно затухать. Таким образом, волокна в бетоне являются ингибитором распространения трещин. Трещиностойкость – локальное физико-механическое свойство твердого тела характеризующее способность оказывать сопротивление распространению в нём трещины. Фибробетон является тем строительным материалом, для которого отличительной особенностью является повышение характеристики трещиностойкости. Определение коэффициента интенсивности напряжений позволяет правильно оценить стойкость материала при образовании и развитии трещин. Коэффициент интенсивности напряжений является одним из наиболее важных показателей трещиностойкоститакого материала как фибробетон. По этой причине способы и методы определения данного показателя должны наиболее полно раскрывать все особенности работы под нагрузкой и качество фибробетона. Для определения коэффициента интенсивности напряжений в лабораторных условиях можно воспользоваться методикой Леоновича С.Н., Попова О.В., Пирадова К.А. Сущность метода заключается в определении максимальных нагрузок, разрушающих контрольные образцы при сжатии и вычислении критических значений интенсивности напряжений. Для авторов стояла задача в нахождении способа определения коэффициента интенсивности напряжений в уже существующих фибробетонных конструкциях.

В данной статье изложен способ определения критического коэффициента интенсивности напряжений сталефибробетона в конструкции при нормальном отрыве. На поверхности конструкции выполняют зону концентрации напряжений, которую нагружают через анкер, установленный в выбуренный в фибробетонном массиве шпур, до вырыва микрообъема. По полученным данным определяют критический коэффициент интенсивности напряжений. Помимо вырывного усилия, производят геометрические замеры усеченного конуса разрушения сталефибробетона конструкции. В установленной зависимости между ними, определяют критический коэффициент интенсивности напряжений K_{IC} сталефибробетона при нормальном отрыве.

Ключевые слова: сталефибробетон, критический коэффициент интенсивности напряжений, трещиностойкость, вязкость разрушения, прямой отрыв.

Введение. Образование и распространение трещин в теле железобетонных конструкций оказывает существенное влияние на эксплуатационные свойства здания или сооружения в целом. Для правильной оценки стойкости материала конструкции с образовавшимися в ней трещинами, возникает необходимость установления такого параметра как трещиностойкость, а именно критического коэффициента интенсивности напряжений (ККИН), который определяется экспериментально и является константой для

материала. Особенно этот вопрос актуален при возведении и эксплуатации зданий и сооружений с применением конструкций из фибробетона. Основной отличительной особенностью фибробетона от бетона, армированного стержневой арматурой является повышенные характеристики трещиностойкости и возможность «работы» фибробетона при значительном раскрытии трещин [1-3].

Существует ряд способов определения трещиностойкости бетона и фибробетона на образцах в лабораторных условиях. Однако наибольший интерес вызывает возможность определения вязкости разрушения материала в построечных условиях, используя неразрушающие способы контроля. Так в литературе приведены некоторые возможные варианты получения параметров трещиностойкости фибробетона.

Известен способ контроля качества сталефибробетона[4], заключающийся в установке анкера в конструкцию и создании в нем вырывного усилия. В процессе вырывания микрообъема сталефибробетона определяют величину его линейных перемещений относительно конструкции. Получают график зависимости линейных перемещений микрообъема относительно конструкции от величины усилия, прикладываемого к анкеру. По полученному графику определяют прочность сталефибробетона. Используя кривую "нагрузка - перемещение" для вырываемого микрообъема, оценивают также качество сталефибробетона, работающего с трещинами, применяя специальные параметры (коэффициенты) качества (Рис.1).

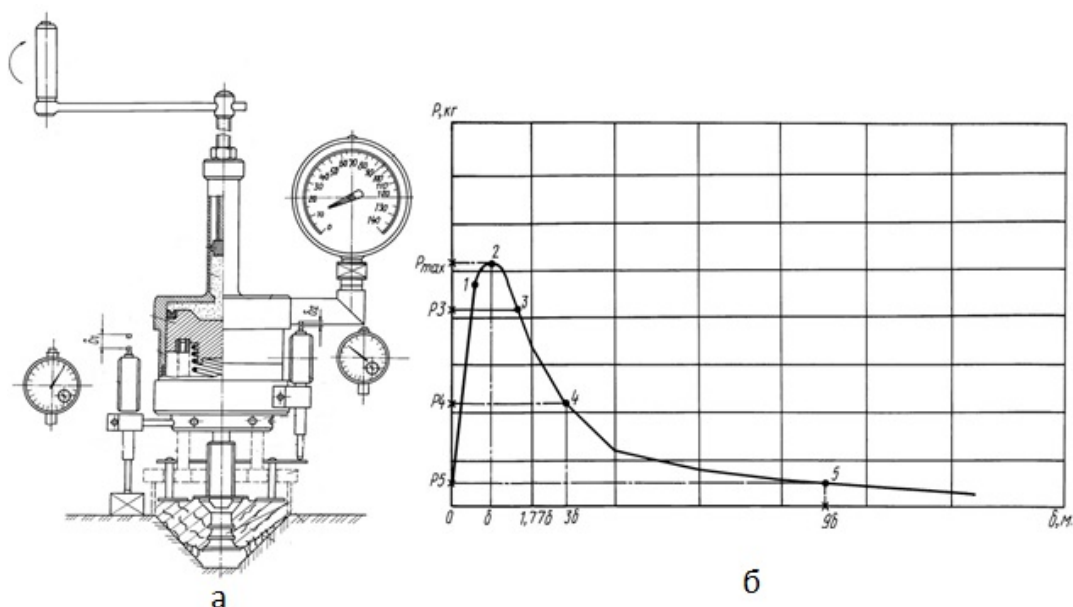


Рис. 1. Способ контроля качества сталефибробетона: а)установки испытательного гидروпресса на испытываемой сталефибробетонной конструкции; б)график "нагрузка - перемещение" для вырываемого микрообъема

Недостатками рассматриваемого метода является следующее: установка фигурного анкера в опалубку; значительное усложнение методики испытаний, при измерении вертикальных линейных перемещений анкера и вырываемого микрообъема сталефибробетона; существенная условность, неопределенность полученных результатов, сложность пересчета, большой объем параллельных испытаний образцов.

Известен способ определения критического коэффициента интенсивности напряжения в изделии [5], сущность которого заключается в следующем: в изделии прямоугольного сечения выполняют зону концентрации напряжений, которую нагружают до разрушения и по полученным данным определяют критический коэффициент интенсивности напряжений. Зону концентрации напряжения в изделии выполняют в виде углового сегмента в месте пересечения его перпендикулярных граней. Образованную зону нагружают по поверхности углового сегмента до его отлома, после чего замеряют разрушающую нагрузку и параметры отломленного углового сегмента, а критический коэффициент интенсивности напряжения в изделии определяют по формуле (Рис.2).

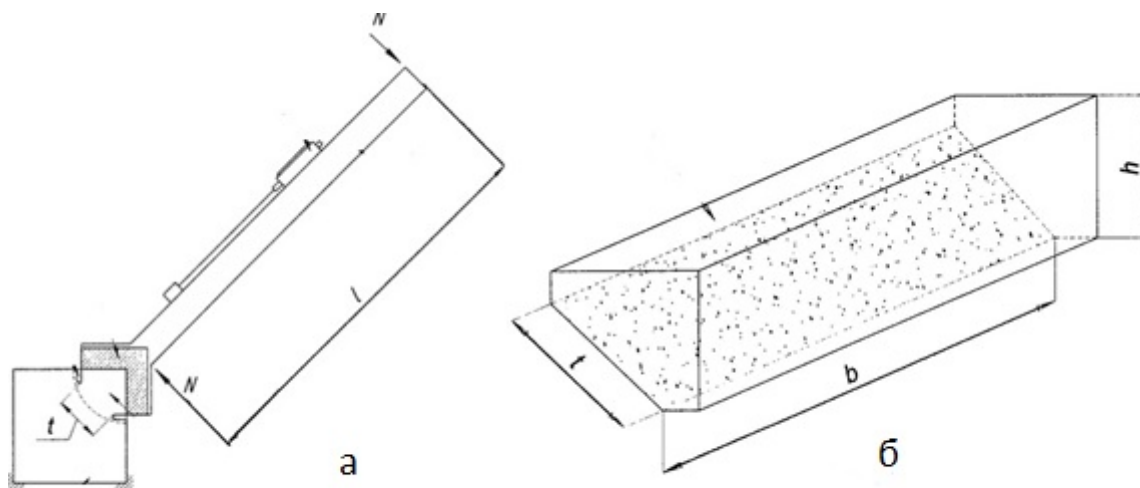


Рис. 2. Способ определения критического коэффициента интенсивности напряжения в изделии: а) схема определения критического коэффициента интенсивности напряжения в изделии; б) аксонометрия углового сегмента после отлома его от изделия.

Недостатками данного метода являются: невозможность определения прочности бетонов классом более В60; невозможность установки на неровную поверхность (неровности более 5 мм); невозможность установки на плоский участок конструкции (только конструкции прямоугольного сечения).

Цель работы. Была поставлена задача в разработке способа определения критического коэффициента интенсивности напряжений сталефибробетона эксплуатируемой конструкции при нормальном отрыве, что позволит в свою очередь осуществить контроль качества

фибробетона непосредственно в конструкции по таким параметрам как трещиностойкость, морозостойкость и долговечность материала, которые можно спрогнозировать в зависимости от коэффициента интенсивности напряжений [6].

Математическое моделирование. Поставленная задача решается тем что, в способе определения критического коэффициента интенсивности напряжений сталефибробетона в конструкции при нормальном отрыве, заключающийся в том, что на поверхности конструкции выполняют зону концентрации напряжений, которую нагружают через анкер, установленный в выбуренный в фибробетонном массиве шпур, до вырыва микрообъема и по полученным данным определяют критический коэффициент интенсивности напряжений, при нормальном отрыве непосредственно из конструкции на заданном участке, помимо вырывного усилия, производят геометрические замеры усеченного конуса разрушения сталефибробетона конструкции и в установленной зависимости между ними, определяют критический коэффициент интенсивности напряжений K_{IC} сталефибробетона при нормальном отрыве по формуле [7]:

$$K_{IC} = \frac{3 \cdot P \cdot (\cos^2(90 - \alpha) - \sin^2(90 - \alpha))}{2 \cdot \pi \cdot h^2 \left(1 + \frac{r_0}{r_0 + h \cdot \operatorname{tg}(\alpha)}\right)^5} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi \cdot l} \cdot \left(\frac{0,8}{\left(\frac{R}{l}\right)^3 - 1} + 0,7 \right) \quad (1)$$

где P – усилие вырыва, МН;

α – угол между образующей конуса разрушения и стороной шпура;

$$\alpha = \operatorname{arctg}\left(\frac{R}{h}\right)$$

l – длина образующей конуса разрушения.

Разница между максимальным радиусом конуса разрушения и радиусом шпура:

$$R = r_{\max} - r_0$$

где r_{\max} – максимальный радиус конуса разрушения;

r_0 – радиус шпура;

h – длина шпура.

Сущность изобретения поясняется чертежами, где изображен усеченный конус разрушения (рис.3).

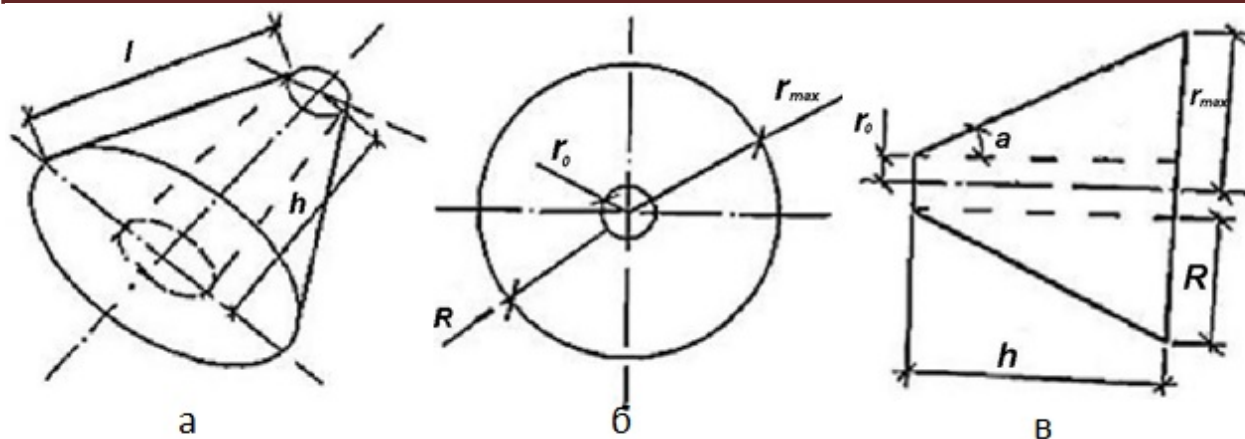


Рис. 3. Усеченный конус разрушения: а) схема усеченного конуса вырыва в аксонометрии; б) схема усеченного конуса вырыва – вид спереди; в) схема усеченного конуса вырыва – вид сбоку.

Способ определения критического коэффициента интенсивности напряжений сталефибробетона в конструкции при нормальном отрыве реализуют следующим образом. В выбуренный в сталефибробетонном массиве шпур радиусом r_0 устанавливается специальное анкерное устройство и часть фибробетона выдергивается пресс-насосом, типа ГПНС (гидравлический пресс-насос самоцентрирующийся), в виде усеченного конуса с максимальным радиусом разрушения r_{max} и длиной шпура h .

Разрушение происходит по поверхности конуса, образующая которого совпадает с площадкой главных напряжений.

В процессе вырыва микрообъема непосредственно из конструкции на заданном участке помимо величины усилия определяют размеры усеченного конуса разрушения: радиус r_0 , длина h шпура, длина образующей l конуса разрушения, и рассчитывают критический коэффициент интенсивности напряжений K_{IC} сталефибробетона по разработанной формуле (1).

Вывод. В процессе испытания способом вырыва микрообъема сталефибробетона используют характерный только для дисперсно армированных материалов эффект, заключающийся в том, что после образования магистральной трещины, определяющей вырываемый микрообъем, последний не отделяется от тела конструкции, а усилие от анкера в сечениях с трещиной воспринимается фибровой арматурой, т.е. появляется возможность при дальнейшем нагружении оценить работу сталефибробетона после образования трещин. При испытании после образования трещин происходит нарушение сцепления фибры с бетоном, сопровождающееся перемещением вырываемого микрообъема относительно тела конструкции. Прочность сталефибробетона, являющуюся параметром качества, определяют по величине усилия, а расчет критического коэффициента интенсивности напряжений при

нормальном отрыве производится с учетом геометрических параметров шпура и усеченного конуса разрушения. Таким образом данный способ относится к неразрушающим и может беспрепятственно использоваться в уже существующих конструкциях и изделиях из сталефибробетона для оценки трещиностойкости материала.

Список литературы:

1. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и влажностных воздействиях : монография / С. Н. Леонович [и др.]. — Москва : Инфра-М, 2018. — 257, [1] с.
2. Жданок С.А., Полонина Е.Н., Леонович С.Н., Хрусталеv Б.М., Коледа Е.А. Повышение прочности бетона пластифицирующей добавкой на основе наноструктурированного углерода // Строительные материалы. 2018. № 6. С. 67–72
3. Коледа, Е. А., Леонович С. Н. Характеристики трещиностойкостифибробетона как определяющий фактор качества / Е. А. Коледа, С. Н. Леонович // Технология строительства и реконструкции : TCR-2015 : сборник докладов Международной научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет и Национальная академия наук Беларуси ; под ред. Б.М. Хрусталеv и С.Н. Леонович . – Минск : БНТУ, 2017. – С. 282-287.
4. Патент RU 2114412 «Способ контроля качества сталефибробетона», опубликован 27.06.1998 г.
5. «Способ определения критического коэффициента интенсивности напряжения в изделии», опубликован 20.05.2008 г.
6. Коледа, Е. А. Влияние дисперсного армирования на плотность и пористость фибробетона / Е. А. Коледа, А. И. Бондарович, С. Н. Леонович // Инновационная подготовка инженерных кадров на основе европейских стандартов (Еврокодов) : материалы Международной научно-технической конференции (Минск, 30 мая 2017 г.) / [редколлегия: В. Ф. Зверев, С. М. Коледа]. - Минск : БНТУ, 2017. - С. 97-102.
7. Теория упругости / С.П. Тимошенко, Дж. Гудьер; перевод с английского М. И. Рейтмана, под редакцией Г. С. Шапиро – издательство «Наука», главная редакция физико-математической литературы – Москва, 1975 – стр.576.

**ЗАКЛАДОЧНЫЕ СМЕСИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ОТХОДОВ
ГОРНОМЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО КОМБИНАТА УЗБЕКИСТАНА**

У.А. Газиев^а, Ш.Т. Рахимов^а

^аТашкентский архитектурно-строительный институт

***Аннотация.** В статье приведены оптимальные составы и свойства закладочных смесей с применением песка пустой горной породы, отходов обработки мрамора и шлаков медеплавильного производства. Установлено, что по своим физико-механическим характеристикам закладочные смеси на отходах не уступают смесям на природных материалах. Анализ ранее выполненных исследований показал, что в области повышения энергоэффективности и создания ресурсосберегающих технологий при производстве закладочных смесей для заполнения выработанных пространств, образуемые при добыче руды, были достигнуты очень важные положительные результаты. Однако, учитывая поставленные задачи перед горнорудной промышленностью Республики по удвоению добычи полезных ископаемых и связанный с этим анализ полученных научных результатов по разработке энерго- и ресурсосберегающих технологий, предусматривающих использование промышленных отходов показывает, что в исследованиях направленных на разработку составов эффективных смесей, в частности по получению закладочных смесей на основе вторичных продуктов и химических добавок, имеются недостаточно подробно изученные научные проблемы, что указывает на необходимость более глубокого изучения этих вопросов.*

***Ключевые слова.** Закладочная смесь, оптимальные составы, шлаки медеплавильного производства, отходы обработки мрамора, добавка, песок пустой породы.*

Стремление повысить извлечение полезных ископаемых из недр, создание более благоприятных условий для раздельной выемки многосортных руд и обеспечение безопасности ведения подземных горных работ предопределили широкое развитие разработки месторождений системами с твердеющей закладкой выработанного пространства.

Анализ состояния производства закладочных смесей показал, что применение традиционных кальциевых вяжущих, в частности портландцемента, не позволяет получить закладочные смеси, отвечающие в полной мере необходимым требованиям. Рекомендуемые же пути повышения их физико-механических характеристик, как правило, связаны с необходимостью значительного перерасхода вяжущего, использования природных ресурсов и технологических приемов, требующих дополнительных трудозатрат и расхода энергии [1, 2, 3, 4 и 5].

В связи с этим учеными и специалистами материаловедоведов проводятся исследования по повышению качества продукта и сокращение расходов по использованию местных

сырьевых материалов и различных отходов промышленности в производстве закладочных смесей для заполнения горного выработанного пространства.

Анализ отечественной и зарубежной литературы показал, что в последние годы на объектах добычи руд технологиями с закладкой выработанного пространства произошел новый скачок. Наметила тенденция все большего использования для приготовления твердеющей закладки в качестве вяжущего и наполнителей различных отходов и попутных продуктов промышленности, в первую очередь, горнодобывающей, топливно-энергетической и химической.

Использование отходов выгодно как с экономической, так и с социальной точек зрения. Так по сравнению с применением природного сырья исключаются затраты на геологоразведочные работы, на строительство и эксплуатацию карьеров, значительно уменьшаются затраты на топливо, энергию и транспорт, снижается себестоимость добываемой руды и готовой продукции, уменьшаются земельные угодья, занятые под отвалы, расширяется сырьевая база промышленности строительных материалов, а также решаются вопросы защиты окружающей среды от загрязнения [6, 7].

В производственной деятельности Алмалыкского горнометаллургического комбината образуются отходы, которые необходимо утилизировать и создавать специальные отвалы для их складирования.

Долгосрочное научно-техническое сотрудничество АГМК с Ташкентским архитектурно-строительным институтом в решении вопроса по рациональному использованию отходов комбината и применению их в закладочных смесях на протяжении двух десятилетия лет позволило существенно продвинуться в решение этой проблемы.

Ранее для комбината были разработаны составы закладочных смесей с применением золы-уноса Ангренской ГРЭС, отходов мраморного карьера «Кора-Хона», а также смеси на основе шлакощелочного вяжущего, на которые был получен патент Республики Узбекистан и подготовлены нормативные документы [8, 9 и 10].

В настоящее время, в связи с завершением деятельности мраморного карьера, возникли проблемы по обеспечению комбината сырьевыми материалами для приготовления закладочных смесей.

Для разработки новых оптимальных составов закладочных смесей выбраны и изучены следующие виды отходов образующихся на самом комбинате:

- песок пустой горной породы, получаемый на дробильной установке на руднике «Каульды» после извлечения полезных ископаемых. Предельная крупность песка составляет 5 мм;
- отходы обработки мрамора, образующиеся от деятельности мраморного цеха комбината. Данная добавка используется как пластифицирующая и уменьшающая абразивные свойства песка пустой горной породы;
- шлаки медеплавильного производства, в виде тонко измельченного порошка.

Из разнообразия шлаков металлургии не меньший интерес для строительства и производства строительных материалов представляет медеплавильный и никелевый шлаки. Общий вид отходов медеплавильного производства приведен на рисунок 1.



Рис. 1. Общий вид отходов медеплавильного производства

Следует отметить, что вышеперечисленные отходы не требуют дополнительной технологической переработки и применяются в естественном виде.

Разработка оптимальных составов закладочных смесей производилась с применением математического метода планирования эксперимента, проверенного расчетно-экспериментальным способом, с дальнейшим уточнением при изготовлении пробных замесов в лабораторных условиях с испытанием фактических реологических и физико-механических характеристик закладочных смесей и затвердевших образцов.

Методика испытаний образцов-кубов закладочных смесей на основе отходов с размерами граней 7 и 10 см соответствовала требованиям нормативных документов

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

предъявляемых к обычным строительным растворам. Сроки испытания образцов-кубов составляли 28 суток.

Отходы мраморного карьера после обработки на классификаторе имели гранулометрический состав, представленный в таблице 1. В этой же таблице приведен зерновой состав горного песка.

Таблица 1 - Гранулометрический состав отходов мраморного карьера и горного песка

Наименование	Частные остатки на ситах, %						Прошло через сито 0,14	Количество глинистых и пылеватых частиц	Модуль крупности
	5	2,5	1,25	0,65	0,315	0,14			
Отходы мраморного карьера	0,15	15	15	25	16,5	18,5	9,5	07-09	1,7-1,9
Песок горный	1,5	12,0	9,0	19,5	15,5	14,0	28,5	1,5	1,0-1,2

Результаты проведенных испытаний закладочных смесей с применением песка пустой породы, отходов обработки мрамора и шлаков медеплавильного производства приведены в таблицах 2, 3 и 4.

Таблица 2 - Оптимальные составы закладочных смесей с применением песка пустой породы для рудника «Каульды»

Номера составов	Количество материалов на 1 м ³ смеси, кг			Подвижность смеси, см	Средняя прочность на сжатие, МПа
	Портландцемент марки 400	Песок пустой породы, 5мм и менее	Вода		
I	100	1400	280	14-16	2,5
II	150	1400	280	14-16	4,0
III	200	1400	280	14-16	8,8
IV	250	1400	280	14-16	9,7
V	300	1400	280	14-16	13,5

Таблица 3 - Оптимальные составы закладочных смесей с применением песка пустой породы и отходов обработки мрамора для рудника «Каульды»

Номера составов	Количество материалов на 1 м ³ смеси, кг				Подвижность смеси, см	Средняя прочность на сжатие, МПа
	Портланд-цемент марки 400	Песок пустой породы, 5мм и менее	Отходы обработки мрамора	Вода		
I	100	1000	400	300	14-16	1,0
II	150	1000	400	300	14-16	1,5
III	200	1000	400	300	14-16	6,0
IV	250	1000	400	300	14-16	8,1
V	300	1000	400	300	14-16	11,5

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

*Таблица 4 - Оптимальные составы закладочных смесей с применением шлаков
медеплавильного производства и песка пустой горной породы*

Компоненты	Исходные материалы на 1 м ³ смеси, кг			
	Составы:			
Портландцемент	300	270	240	210
Медеплавильный шлак	0	30	60	90
Песок пустой горной породы	1400	1400	1400	1400
Вода	280	280	280	280
Средняя прочность на сжатие, МПа (28 сут.)	12,6	12,1	11,4	9,2
Средняя прочность на изгиб, МПа (28 сут.)	2,24	2,1	1,9	1,6

При разработке технологии укладки закладочных смесей в выработанное пространство выбраны и опробованы две схемы возведения искусственных массивов:

- -возведение искусственных массивов с использованием однородной закладки с разнопрочной (двух-трех слойной) закладочной смесью;
- -возведение искусственных массивов с использованием комбинированной (породно-твердеющей) закладки.

Сущность технологии возведения разнопрочного закладочного массива заключается в следующем. В очистных камерах (ствол шахты) первоначально закладывается нижняя часть на высоту 1,5 – 3,0 м составом закладочной смеси, обеспечивающим нормативную прочность до 1,0 МПа, в последнюю очередь (третий слой) первоначально закладывается верхний слой на высоту не менее 0,5 м составом, обеспечивающим нормативную прочность 3-4,5 МПа. В среднем пористость закладочных смесей составляет – 18-21%. Плотность твердеющей закладки определяли в результате взвешивания стандартных образцов кубической формы с размерами грани 7 и 10 см. Она составила от 1750 кг/м³ до 1830 кг/м³ [8, 11 и 12]

Анализ полученных данных позволяет сделать выводы о целесообразности дальнейшего исследования и использования отходов комбината для закладочных смесей, так как это расширяет номенклатуру используемых отходов, снижает себестоимость добываемой руды и готовой продукции, повышает прочностные показатели закладочных смесей, а также улучшает экологическую обстановку в регионе за счет ликвидации отвалов.

Список литературы

1. Газиев, У.А. Ресурсосбережения при приготовлении закладочных смесей из отходов промышленности [Текст] / У.А. Газиев, Х.А. Ризаев, У.С. Оруджов, А.А. Абдуразаков // Ресурсосберегающие технологии в строительстве: материалы Республиканской научно-технической конференции. – Ташкент, 2006. – С. 103-106.
2. Газиев, У.А. Закладочные смеси для заполнения выработанного пространства на рудниках с использованием отходов промышленности [Текст] / У.А. Газиев // XVIII-ая Международная научно-практическая конференция «Инновация-2013» (16-18 октября 2013 года). – Ташкент, 2013. – С.47-50.

3. Акрамов, Х.А. Разработка оптимальных составов закладочных смесей с применением отходов горно-металлургической промышленности [Текст] / Х.А. Акрамов, У.А. Газиев, Ш.Т. Рахимов // Инновационные технологии в строительстве: Материалы межвузовской научно-практической конференции / Ташкентский институт инженеров железнодорожного транспорта. – Ташкент, 2015. – Вып.10. – С. 32-34.
4. Газиев, У.А. Отходы промышленности в производстве строительных материалов и изделий [Текст] / У.А. Газиев. – Ташкент: ТАСИ, 2015. – 308 с.
5. Рахимов, Ш.Т. Отходы горнорудной промышленности для заполнения выработанного пространства [Текст] / Ш.Т. Рахимов, У.А. Газиев // Исследование в строительстве, теплогазоснабжении и энергообеспечении: Материалы международной научно-практической конференции (19-20 ноября 2016г., Саратов). – Саратов, 2016 – С. 87-89.
6. Газиев, У.А. Отходы промышленности Республики Узбекистан в производстве эффективных строительных материалов [Текст] / У.А. Газиев, Ш.Т. Рахимов, Ф.Т. Курбонов // Проблемы и перспективы развития инновационного сотрудничества в научных исследованиях и системе подготовки кадров: Материалы международной научно-практической конференции. – Бухара: БухМТИ, 2017. – С. 117-118.
7. Raximov, S.T. Development of optimal compositions and research of a physical and technical properties of benching mixtures based on industrial waste [Текст] / S.T.Raximov // International Journal for Innovative Research in Multidisciplinary Field. ISSN: 2455-0620; Scientific Journal Impact factor-IF=6.497. India. Volume-5. Issue-8. Aug-2019. – P.156-159.
8. Рахимов, Ш.Т. Разработка оптимальных составов, исследование физико-технических свойств, долговечности и эффективности закладочных смесей на основе отходов промышленности [Текст]: автореф. дисс... д-ра философии (PhD) технических наук. / Ш.Т. Рахимов. – Ташкент, 2020. - С. 16-17.
9. Технологическая инструкция по приготовлению, транспортировке и укладке закладочных смесей с применением отходов промышленности [Текст] / Алмалык. - Ташкент, 2006. - С. 7-8.
10. Технический регламент на применение песка пустой и горной породы в закладочных смесях [Текст] / Алмалык. - Ташкент, 2012. - 5 с.
11. Методические рекомендации по контролю качества закладочных смесей [Текст] / Академия наук СССР. - М.: Академия наук, 1990. – 50 с.
12. ГОСТ 5802-86. Растворы строительные. Методы испытаний [Текст]. – Взамен ГОСТ 5802-78; введ. 1986-07-01. - М.: Стандартиформ, 2018. – 18 с.

ПОДБОР ОПТИМАЛЬНОГО СОСТАВА ЛЕГКОГО БЕТОНА НА ПОРИСТОМ ЗАПОЛНИТЕЛЕ ИЗ КВАРЦЕВОГО ПОРФИРА И ЗАУГЛЕРОЖЕННОЙ ГЛИНЫ

У.А. Газиев^а, Т.Т. Шакиров^а, Ш.Т. Рахимов^а

^аТашкентский архитектурно-строительный институт

Аннотация. В статье приведены результаты научно-исследовательских работ по разработке закладочных смесей, пористых заполнителей, теплоизоляционных и конструкционно-теплоизоляционных бетонов с применением отходов промышленности. Определены оптимальные составы, технология изготовления и основные физико-механические характеристики разработанных строительных материалов и бетонов. Следует отметить, что промышленность строительных материалов является отраслью строительства для которой вопросы ресурсосбережения, использования отходов промышленности особенно актуальны. Сегодня строительная промышленность использует сотни миллионов тонн различного минерального сырья, причем доля затрат на сырьё в себестоимости продукции составляет 25- 50%. В этих условиях привлечение в качестве сырья миллионов тонн промышленных отходов может принести и приносит значительный народнохозяйственный экономический эффект. В настоящее время крупнотоннажные отходы промышленности, представляющие интерес как сырьё для производства строительных материалов и бетонов, образуются на предприятиях десятков организациях, компаний и ведомств. Вместе с тем предприятия производящие строительные материалы и изделия используют не более 10-12% всех образующихся отходов. В этой связи одной из важнейших проблем на данный момент является максимальное и комплексное использование отходов различных отраслей промышленности как сырья для производства эффективных и более дешевых строительных материалов.

Ключевые слова. Легкий бетон, оптимальный состав, пористый заполнитель, удобоукладываемость, связность, средняя плотность, прочность, суперпластификатор.

Реализация комплексной целевой программы по использованию отходов промышленности и охраны окружающей среды соответствует решению экономических проблем, выдвинутых правительством Республики Узбекистан на ближайшие годы. Известно, что капитальные вложения на добычу сырья из земли в 2,5 раза превышают капитальные вложения на их переработку. Вот почему такой актуальной является народнохозяйственная задача по комплексной переработке отходов промышленности как сырья для производства строительных материалов.

Подбор номинального состава легкого бетона на пористом заполнителе выполнен по способу опытных затворений, апробированных в работах [1, 2, 3] и включает следующее: выбор предельной крупности заполнителя; назначение зернового состава смеси заполнителей; выбор предварительного расхода вяжущего для приготовления пробных замесов; определение расхода воды при принятых расходах цемента и жесткости бетонной смеси; определение номинального состава легкого бетона. Как известно, крупность заполнителя влияет на удобоукладываемость, связность, среднюю плотность и прочность легкого бетона. Исходя из этого, предельную крупность пористого заполнителя рекомендуется принимать не более 20 мм [4].

Зерновой состав мелкого и крупного заполнителей в значительной мере влияет на пустотность, расход цемента, среднюю плотность и прочность легкого бетона. Для подбора

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

номинальных составов легкого бетона приняты следующие варианты соотношений отдельных фракций заполнителя (таблица 1) [5, 6].

Таблица 1 - Варианты зерновых составов заполнителей

Зерновые составы	Содержание отдельных фракций, в % по объёму (при крупности, мм)			
	мелкий заполнитель		крупный заполнитель	
	менее 1,2	1,2-5	5-10	10-20
I	-	-	50	50
II	10	5	45	40
III	20	10	35	35
IV	30	15	30	25
V	40	20	20	20

В исследованиях применяли портландцемент М400, мелкий заполнитель – речной песок с модулем крупности $M_k = 2,2$. В качестве крупного заполнителя использовали гравиеподобный пористый заполнитель из кварцевых порфиров с наибольшей крупностью зерен 20 мм.

При подборе состава бетона изготавливали образцы с различным расходом цемента. Когда требовалось подобрать состав бетона с прочностью 15 МПа и выше, использовали смеси со следующими четырьмя разными расходами вяжущего на 1 л фракционированного заполнителя: 225, 300, 375 и 450 г. Указанные расходы цемента на замес позволяют охватить одновременно широкий диапазон прочности и средней плотности бетона.

Оптимальный расход воды для бетонов с заданными значениями зернового состава заполнителей и расхода вяжущего находили путем изготовления четырех серий бетонных образцов с разным расходом воды. Начальный расход воды устанавливали по состоянию бетонной смеси: расход воды был таким, при котором бетонная смесь комковалась, но не прилипала к поверхностям. Кроме того, смесь имела характерный блеск, отсутствие блеска (матовая смесь) указывало на недостаточное количество воды. Признаком явно избыточного количества воды в смеси явилось отделение от нее цементного молока в период перемешивания или укладки.

В последующем готовили дополнительные замесы бетонной смеси, в которых содержание воды на 10 и 20 % меньше, чем в первом замесе, и один с расходом воды на 10% большим, чем в первом замесе. Из всех пяти замесов готовили бетонные образцы и после пропаривания определяли среднюю плотность и кубиковую прочность бетона. Построив графики зависимости предела прочности при сжатии бетона от расхода воды для каждого расхода цемента находили оптимальный расход воды по наибольшей прочности бетона.

Для выявления оптимального зернового состава заполнителя, обеспечивающего получение заданных свойств бетона при наименьшем расходе цемента, оценивали все пять составов, приведенных в таблице 2. Для образцов-кубов размером 100x100x100 мм находили

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

расход отдельных фракций заполнителя на один замес по таблице 2 Соотношение между отдельными фракциями крупного заполнителя, исходя из минимальной межзерновой пустотности смеси, принимали по объему: для фракций 5-10 мм - 40%, для фракций 10-20 мм - 60%.

При выборе зернового состава пористого заполнителя для получения бетона заданной прочности и плотности при наименьшем расходе вяжущего, как следует из вышеприведенных исследований, большое значение имеет расход воды. В то же время для местных климатических условий Узбекистана при производстве легких бетонов сухой жаркий климат будет оказывать существенное влияние на водопотребность бетонных смесей [7, 8]. Бетонная смесь в жаркую погоду со временем быстро теряет свою отпускную подвижность из-за ускорения гидратации и схватывания вяжущего, связанного с повышенной температурой, а также в результате интенсивного испарения воды затворения и поглощением влаги пористым заполнителем. Это приводит к тому, что не обеспечивается требуемая при укладке подвижность бетонной смеси, нарушаются принятые условия укладки, а также качество поверхности конструкции. Результатом является снижение прочности и долговечности данного бетона, а также увеличение усадки.

Таблица 1 - Расход заполнителей на один замес

Зерновые составы	Расход отдельных фракций заполнителя на 1 замес, л (при крупности, мм)			
	до 1,2	1,2-5	5-10	10-20
I	-	-	4,8	7,2
II	1,2	0,6	4,08	6,12
III	2,4	1,2	3,36	5,04
IV	3,6	1,8	2,64	3,96
V	4,8	2,4	1,92	2,88

Характерной особенностью пористых заполнителей в отличие от заполнителей из высокопрочных горных пород является близость влажностных деформаций заполнителя и цементного камня. Поэтому структурные напряжения, возникающие за счет различия температурно-влажностных объемных изменений, в легких бетонах на пористых заполнителях ниже равнопрочных тяжелых бетонов[9, 10].

Опытным путем устанавливали расход воды для двух зерновых составов заполнителей (I и III) с двумя разными расходами цемента каждый. Для состава I расходы цемента принимали из расчета 225 г и 450 г на 1л. заполнителя, для состава III – из расчета 225 г и 375 г на 1л заполнителя. Путем построения кривых зависимостей прочности бетона от расхода воды для этих зерновых составов заполнителей и расходов цемента определяли расходы воды, приведенные в таблице 3.

Таблица 3 – Значения расхода воды

Зерновые составы	Расход цемента, г		Расход воды	
	на 1л заполнителя	на один замес	на один замес, см ³	на 1м ³ бетона, л
I	225	2700	2460	205
	300	3600	2549	212
	375	4500	2639	219
	450	5400	2728	227
II	225	2700	2547	212
	300	3600	2658	222
	375	4500	2769	231
	450	5400	2881	240
III	225	2700	2635	219
	300	3600	2767	230
	375	4500	2900	242
	450	5400	3033	252
IV	225	2700	2723	227
	300	3600	2877	241
	375	4500	3031	252
	450	5400	3185	265
V	225	2700	2810	234
	300	3600	2986	248
	375	4500	3162	263
	450	5400	3337	276

Как известно, порядок загрузки и перемешивания легкого бетонной смеси оказывает большое влияние на многие ее показатели и затвердевшего бетона. В зависимости от порядка и способа загрузки компонентов легкого бетона в той или иной степени проявляется эффект самовакуумирования», а также внутренний массообмен в миграции влаги между заполнителем и цементным камнем, что определяет упрочнение контактной зоны. Порядок загрузки компонентов оказывает влияние и на связность легкого бетонной смеси. Учитывая изложенное и результаты исследований, нами принята следующая последовательность загрузки компонентов и перемешивания смеси: дозировка составляющих; цемент + вода → перемешивание (2 мин) + заполнитель мелкой и крупной фракций → перемешивание (5 мин).

Расход воды для двух остальных расходов цемента, при данном зерновом составе заполнителя, находили расчетным путем по формуле [2.1]:

$$B_x = B_1 - \frac{(B_2 - B_1)(C_x - C_1)}{C_2 - C_1}, \quad (1)$$

где,

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

B_x – искомый расход воды на 1 м^3 бетона (или замес) при расходе цемента C_x в л (или см^3);
 B_1 – расход воды на 1 м^3 бетона (или замес) при меньшем расходе цемента C_1 в л (или см^3);
 B_2 – расход воды на 1 м^3 бетона (или на замес) при большем расходе цемента C_2 в л (или см^3).

По формуле 1 устанавливали расход воды для всех значений расхода цемента (225, 300, 375 и 450 г на 1 л заполнителей) (таблица 4).

При подборе номинального состава бетона достоверность результатов эксперимента принимается в зависимости от его вида и задач. В опытах по исследованию зависимостей прочностных характеристик бетона от параметров его состава достоверность оценок технологических проб принимали равной $P = 0,95$ (по критерию Кохрена). Погрешность испытания при исследовании влияния тех или иных параметров на прочность не превышала 7%. Проверку адекватности уравнения регрессии осуществляли с помощью критерия F – Фишера, а надежность его коэффициентов по критерию Стьюдента – T для $P = 0,95$.

Таблица 4 - Результаты определения расходов воды по результатам испытания бетонных образцов по прочности

Зерновые составы	Расход цемента, кг	Расход воды, л	Прочность бетона, Мпа
I	225	204	7,5
III	225	219	11,5
I	450	227	20
III	375	242	22,5

Примечание: Бетонные образцы с зерновыми составами I и III – твердели в нормальных условиях хранения в течение 28 сут.

Для анализа основных зависимостей показателей качества бетонов от параметров состава и выбора функций для расчета номинальных составов, на основании полученных экспериментальных данных построены математические модели прочности, водопотребности и плотности легких бетонов на пористом заполнителе из кварцевого порфира.

Для обработки экспериментальных данных была использована программа «Matcad 13», которая позволяет выполнить обработку результатов наблюдений по методу наименьших квадратов. Оценкой для получаемых результатов была принята мера отклонения от регрессии E , которая выдавалась согласно алгоритму расчета на программе «Matcad13». Анализ полученных уравнений позволяет отметить, что основным фактором прочности бетона на исследованном пористом заполнителе следует считать количество вяжущего. Рост прочности для каждого зернового состава происходит пропорционально увеличению расхода цемента.

Изменение гранулометрического состава заполнителя в бетоне с постоянным расходом вяжущего определенной активности (переход от одной группы зернового состава к другой) приводит к изменению прочности на 15-16%. Гранулометрический состав пористого заполнителя в основном определяет плотность бетона. Переход от одного зернового состава

к другому изменяет среднюю плотность на 7-10%. В каждой группе бетонов влияние расхода цемента на среднюю плотность бетона для каждой группы зернового состава одинаково ($d = \text{const}$) [11].

Анализ зерновых составов, применяемых в исследовании показывает, что оптимизация гранулометрии заполнителя должна происходить за счет изменения соотношения объемов мелких (менее 5 мм) и крупных фракций более 5 мм. Определение номинальных составов бетонов требуемой прочности с предельным значением средней плотности бетонов на искусственном пористом заполнителе предлагается выполнять с помощью формул прочности, водопотребности и системы уравнений многомерной линейной регрессии. Последние должны включать параметры зернового состава, расход вяжущего и воды в бетоне определенной прочности и средней плотности. Анализ результатов испытания бетонных образцов проводили методом математического планирования по программе "Matcad-13". Для этого строили графики зависимости прочности бетона (рисунки 1 и 2) от его средней плотности.

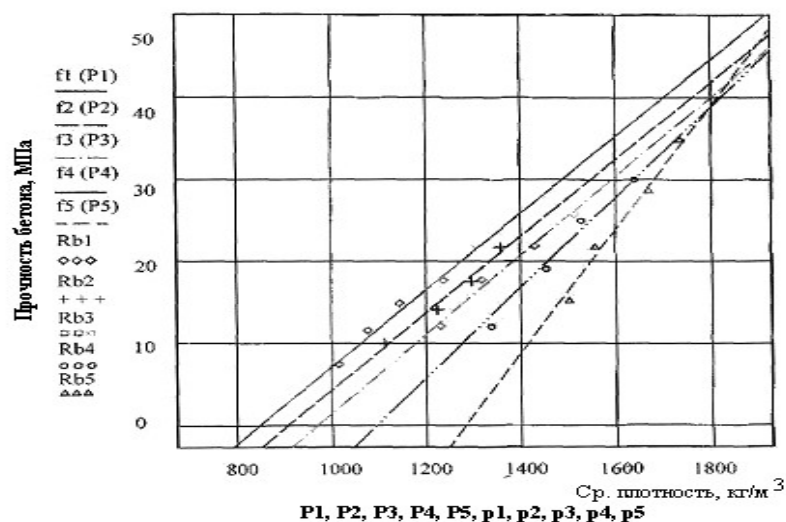


Рис. 1. Зависимость плотность-прочность бетона линейная регрессия

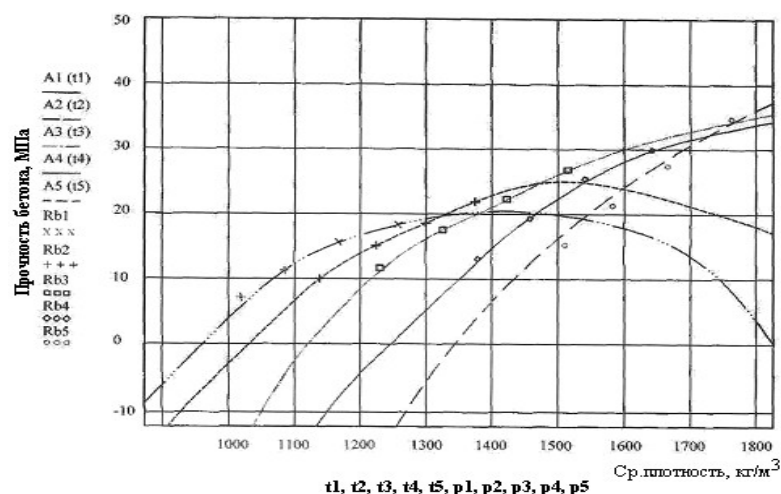


Рис. 2. Зависимость плотность-прочность бетона – полиномиальная регрессия

Было проведено два вида статистического анализа: линейная регрессия; полиномиальная регрессия. Были выведены зависимости между плотностью и прочностью бетона, и между расходом цемента и плотностью бетона. Предложенная методика определения номинальных составов используется для подбора состава бетона на новом пористом заполнителе при производстве бетонных и железобетонных изделий и конструкций [11, 12].

Приведенные кривые (рисунки 1 и 2) показывают, что в зависимости от исследованных соотношений заполнителя могут быть получены номинальные составы бетонов с прочностью 7,5; 15; 20; 25; 30 МПа и с плотностью при следующих расходах цемента на 1м³ бетона: крупнопористый бетон прочностью 7,5 МПа (В5) плотностью 1006 кг/м³ с расходом цемента 225 кг/м³; бетон прочностью 15 МПа, (В 10) плотностью 1380 кг/м³ при расходе цемента 225 кг/м³; бетон прочностью 20 МПа, (В 15) плотностью 1463 кг/м³ при расходе цемента 300 кг/м³; бетон прочностью 25 МПа, (В 20), плотностью 1547 кг/м³ при расходе цемента 375 кг/м³, бетон прочностью 30 МПа, (В 25), плотностью 1632 кг/м³ при расходе цемента 450 кг/м³.

Из полученных данных видно, что если бетон прочностью 7,5 МПа можно получать даже крупнопористым (безпесчаный), то для бетонов повышенной прочности наблюдается тенденция к увеличению доли песка. Понятно, что данный рост доли песка влияет в первую очередь на плотность бетона. Так, например, если плотность бетона прочностью 7,5 МПа находится в пределах 1006 кг/м³, то для бетона прочностью 30 МПа - $\gamma_{\text{ср.}}$ 1632 кг/м³.

То же самое можно сказать и о росте расхода цемента на 1м³ бетона. Бетоны прочностью 15 и 20 МПа можно получить при расходе 225 кг/м³. А бетоны прочностью от 25 до 35 МПа требуют соответственного увеличения расхода вяжущего. Причем при увеличении доли крупного заполнителя расход вяжущего возрастает. Например, для состава V при переходе от прочности 25 МПа к прочности 30 МПа требуется увеличение расхода цемента на 30 кг/м³. Для состава IV этот показатель соответственно равен 42 кг/м³.

Анализ номинальных составов легкого бетона на пористом заполнителе из кварцевого порфира показывает, что они характеризуются повышенным расходом цемента. Поэтому с целью получения более эффективных составов нами изучено влияние добавки СП «Реламикс» на свойства легкого бетона с пористым заполнителем из кварцевого порфира.

Список литературы

1. Шакиров Т.Т. Технология получения пористого заполнителя из кварцевого порфира и отхода угледобычи для легкого бетона [Текст] / Т.Т. Шакиров // Автореферат диссертации канд.тех.наук. Ташкент, 2010.- С. 16-17.
2. Газиев, У.А. Отходы промышленности в производстве строительных материалов и изделий [Текст] / У.А. Газиев. – Ташкент: ТАСИ, 2015. – 308 с.
3. Газиев, У.А. Отходы промышленности Республики Узбекистан в производстве эффективных строительных материалов [Текст] / У.А. Газиев, Ш.Т. Рахимов, Ф.Т. Курбонов // Проблемы и перспективы развития инновационного сотрудничества в научных

исследованиях и системе подготовки кадров: Материалы международной научно-практической конференции. – Бухара: БухМТИ, 2017. – С. 117-118.

4. Довжик В.Г. Исследование особенностей работы пористых заполнителей в высокопрочном легком бетоне и вывод формулы прочности [Текст] / В.Г. Довжик, В.А. Дорф // Легкие и силикатные бетоны. – Минск, 1989. – С.17-25.

5. Ицкович С.И. Технология заполнителей бетонов [Текст] / С.И. Ицкович, Л.Д. Чумакова, Ю.М. Баженов- М.: Высшая школа, 1991. - 272 с.

6. Саттаров З.М. Разработка состава и технологии получения пористого заполнителя из лессовых пород и отходов картонно-бумажного производства для легкого бетона [Текст] / Автореф. дисс. канд. техн. наук. – Ташкент: ТАСИ, 1998. – 18 с.

7. Цанберген С.А. Использование добмаки «Мельмент» при изготовлении бетонных и железобетонных труб (Нидерланды) [Текст] / С.А. Цанберген // Строительство. – Москва, 1989. - № 12. – 10-12 с.

8. Цой В.М. Бетон с базальтовым наполнителем и суперпластификатором [Текст] / В.М. Цой // Автореф. дисс... канд техн. наук: 05.23.05.- Ташкент, 2009. -16с.

9. Shakirov T.T. Studies of the phase composition and structure formation of porous aggregate// International Journal for Innovative Research in Multidisciplinary Field. ISSN: 2455-0620; Scientific Journal Impact factor: 6.497. India. Volume-5. Issue-8. Aug-2019. –P.151-155.

10. Gaziev U. A., Akramov X. A., Shakirov T. T., Rakhimov Sh.T. Effect of Relamix additive on cement properties// International Journal for Innovative Research in Multidisciplinary Field. ISSN: 2455-0620; Scientific Journal Impact factor: 6.497. India. Volume-5. Issue-8. Aug-2019. – P.163-165.

11. Шакиров Т.Т. Пористый заполнитель для легких бетонов на основе местного сырья [Текст] / Т.Т. Шакиров // Материалы международной конференции “Научные чтения памяти доцента кафедры Технологий строительных конструкций, изделий и материалов Александра Дмитриевич Лазько”, г.Макеевка, ГОУ ВПО “Дон НАСА”, 2019.стр.32.

12. Шакиров Т.Т. Оптимизация состава шихты пористого заполнителя из кварцевого порфира и зауглероженной глины [Текст] / Т.Т. Шакиров // ТАСИ “Архитектура. Строительство. Дизайн” научно-практический журнал, №2, Ташкент, 2019г.

ИЗУЧЕНИЕ СВОЙСТВ БАЗАЛЬТОВОГО ФИБРОБЕТОНА

Шодмонов Анаркул Юлдашевич^а

^аДжизакский политехнический институт (Джизак, Узбекистан)

***Аннотация.** Технология дисперсного армирования бетонов фиброй становится все более популярной. Её актуальность обусловлена прежде всего тем, что за счет этого можно значительно повысить физико – механические свойства бетонных конструкций. Фибра для бетона является так называемой «дисперсной арматурой», её волокна сцепляются с бетоном и армируют его по всему объему, благодаря чему повышаются прочностные характеристики конструкции. Получившийся композиционный материал называется – фибробетон. Базальт имеет схожую структуру с цементным камнем и обладает природной естественной шероховатостью, что способствует высокому сцеплению волокон с бетонной матрицей. В данной статье изучены и проанализированы состав и свойства бетонной смеси, приготовленной на основе базальтового волокна. по результатам научно-исследовательской работы, выполненной по теме "Выбор и исследование состава фибробетона на основе отходов и базальтового волокна при производстве базальтовой арматуры".*

***Ключевые слова:** базальт, базальтовое волокно, базальтовая фибра, базальтофибробетон.*

Бетоны нашли применение в самых разных сферах современного строительства и обладают значительным количеством характеристик, определяющих преимущество их использования. Стоимость материала является важным фактором, способствующим широкому распространению.

Если говорить об эффективности, то всегда можно подобрать тот тип смеси, который лучше всего подходит для обеспечения заданных характеристик. Это следует принять к вниманию, чтобы гарантировать длительный срок эксплуатации и минимальное количество проблем, способных возникнуть в процессе этого мероприятия. Бетоны, которые по сути своей являются искусственным камнем, могут переносить огромную нагрузку на сжатие, но плохо противостоят воздействиям разрыва. Еще одной проблемой, которая часто встречается – является опасность возникновения усадочных трещин при застывании.

Для борьбы с этим широко используется вторичное армирование, в роли которого для конструкционных материалах выступает стальная арматура, а также модификация вяжущего вещества с помощью добавления сверхтонких волокон. Последний способ наиболее прогрессивен, поскольку он позволяет снизить количество необходимого металла для строительства.

Расширение областей и объемов применения бетона в строительстве, ужесточение условий эксплуатации конструкций из него требует постоянного совершенствования его физико-механических свойств – прочности при изгибе, сжатии, трещиностойкости,

сопротивления ударным и динамическим воздействиям, абразивному износу и т.д. В настоящее время все более широкое применение находят методы значительного повышения рабочих характеристик и эксплуатационного ресурса бетонных конструкций за счет применения базальтофибробетона - бетона с добавлением базальтовых волокон (фибры) [12].

В нашей республике ведется планомерная работа по обеспечению устойчивых темпов роста производства и экспорта конкурентоспособной продукции, а также по дальнейшему углублению структурных преобразований в промышленности строительных материалов, направленных на модернизацию предприятий, техническое и технологическое обновление. В нашей стране особое внимание уделяется расширению производственной кооперации между малыми предприятиями и частными предпринимателями, восстановлению предприятий, замещающих импорт на основе местных сырьевых ресурсов и обеспечивающих пополнение внутреннего рынка необходимыми потребительскими товарами, комплектующими и материалами.

Узбекско-британское совместное предприятие в форме общества с ограниченной ответственностью "Мега Инвест индастриал", запущенное в селе Эгизбулак Форишского района Джизакской области, которое начало свою деятельность в декабре 2017 года, приступило к разработке базальтовых волокон и арматуры, являющихся местным сырьем, по переработке базальтового камня.

Проводится соответствующая работа по дальнейшему снижению себестоимости продукции за счет увеличения объемов производства. В последнее время особое внимание уделяется комплексному развитию Форишского района. В частности, в районе будет построен резервуар объемом 100 млн кубометров воды, предназначенный для водоснабжения 20 тыс. гектаров земли. Это гидросооружение, на создание которого будет потрачено 250 миллиардов сумов, даст возможность организовать плодоовощные, виноградарские фермерские хозяйства в регионе, в свою очередь, восстановить крупные предприятия,

Безусловно, основным поставщиком строительных материалов для этих сооружений выступает совместное предприятие в форме общества с ограниченной ответственностью "Мега Инвест индастриал" [1, 5].

Все большую популярность приобретает производство многоцелевой композитной арматуры на основе минеральных волокон и полимерных клеев, которые широко используются в современном строительстве. Известно, что любое производство невозможно представить без отходов., это порождает экологические проблемы. Поэтому желательно установить применение базальтового камня в производстве вторичных строительных

материалов в качестве сырья и добавки, путем воздействия на свойства образующихся отходов при переработке.

Базальтофибробетон - дисперсно-армированный композиционный материал, упрочненный короткими базальтовыми волокнами (фибрами), равномерно распределенными по объему. Такой бетон отличается высокими эксплуатационными свойствами, особенно повышенной прочностью при изгибе и растяжении, ударной прочностью и трещиностойкостью.

Базальтовая фибра (от лат. fibra – волокно) – короткие отрезки базальтового волокна, предназначенные для дисперсного армирования вяжущих смесей, типа бетона, в строительстве. Диаметр волокна – от 20 до 500 мкм. Длина волокна – от 1 до 150 мм. Базальтовая фибра производится из расплава горных пород типа базальта при температуре выше 1400°C.

Базальтовое волокно, созданное из природного камня, имеет очень хорошие показатели по химической стойкости. Волокна диаметром 16-18 мкм имеют 100 % стойкость к воде, 96 % к щёлочи, 94 % к кислоте. Модуль упругости волокна находится в пределах от 7 до 60 ГПа, прочность на растяжение от 600 до 3500 МПа.



Рис.1. Базальтовое волокно

Базальтовая фибра повышает трещиностойкость бетона в 3 раза, прочность на раскалывание – в 2 раза, ударную прочность – в 5 раз, что даёт возможность эффективно использовать её при возведении сейсмостойких сооружений, взрывобезопасных объектов и военных укреплений.

Характеристики базальтовой фибры позволяют использовать её для сооружения радиопрозрачных конструкций сложной формы. Изделия на основе базальтового волокна радиопрозрачны и не имеют эффекта трансформатора [2, 6].

Преимущества базальтовой фибры над металлической, стеклянной и полипропиленовой:

- Ограничение использования металлической фибры связано с безопасностью самих конструкций, так как при эрозии фибры могут выходить наружу, помимо этого у металлической фибры имеется негативный катодный эффект, она подвержена коррозии имеются проблемы перемешивания в бетоне, огромный разброс по качеству.

- Использование стеклянной фибры ограничено в связи с низкими показателями щелочестойкости данного материала. В результате понижение прочности армирующих волокон ведет к снижению прочности всей композиции в целом;

- Полипропиленовая фибра не имеет вышеперечисленных недостатков, но обладает более низкой степенью адгезии со связующим веществом по сравнению с базальтовой фиброй. В современном строительстве предъявляются высокие требования по пожаростойкости материалов, и температура плавления полипропиленовой фибры гораздо ниже чем у базальтовой. Одним из важных показателей, влияющих на прочность бетона, является коэффициент линейного удлинения фибры, показатель которого у пропиленовой фибры в разы уступает базальтовой (относительное удлинение при разрыве у пропиленового волокна 150-200%, а у базальтового - 3,1%), также как и показатели прочности при натяжении (0,77 против 2,85 МПа*10³), модуль упругости при растяжении (0,8 против 21,0 Е МПа*10³) [9, 10, 13].

На армирующих свойствах волокна основано и применение его при изготовлении строительных смесей, как сухих, так и готовых к применению. Одной из основных проблем при производстве различных строительных работ (гидроизоляционных, отделочных) является низкое сцепление строительных растворов с основанием и их растрескивание при высыхании и твердении. Ввод армирующих добавок с высокой армирующей способностью, которыми и являются базальтовые волокна, может разрешить эту проблему [2, 3, 4, 6, 14].

Преимущества Базальтофибробетона:

Снижает микропластическую усадку и трещинообразование в процессе твердения бетона:

Повышает способность бетона к деформации без разрушения в критический период-2-6 часов после усадки, тем самым уменьшает размер и количество трещин, что способствует сохранению большей внутренней прочности бетона. На более позднем этапе, когда бетон затвердел и начинает давать усадку, базальтовая фибра надежно армирует его и снижает риск разлома. Уменьшает выделение воды посредством эффективного контроля гидратации, тем самым, снижая внутренние нагрузки. Благодаря контролю за выступлением воды на

поверхность снижается образование трещин при пластическом оседании. Препятствует расслоению смеси.

Устойчивость бетона к замерзанию/оттаиванию:

Фибра вносит в бетон незначительное количество воздуха, что позволяет свободной воде расширяться и сжиматься в цикле замерзания\оттаивания. Фибра уменьшает количество водных каналов в бетоне, и в результате снижения проницаемости придает большую устойчивость к промерзанию. Базальтовая фибра контролирует перемещение воды в бетоне, обеспечивая более эффективную гидратацию цемента, и повышает прочность на сжатие в первый день. Предотвращает поднятие на поверхность цемента и песка, повышает устойчивость бетона к воздействию антиобледеняющих солей в виду своей малой и не глубокой проницаемости.

Сопротивление бетона к удару:

Бетон, содержащий базальтовую фибру, имеет значительно большее сопротивление удару и устойчивость к раскалыванию по сравнению с обычным бетоном, тесты показывают 5-кратное превышение по данному фактору. Фибра обеспечивает большую защиты от разрушения краев соединений в бетонных плитах перекрытий и сборных железобетонных конструкциях, рекомендована Центробанком РФ для сооружения банковских хранилищ.

Устойчивость бетона к истиранию:

Устойчивость к истиранию бетона с базальтовой фиброй через 6 часов повышается примерно на 20% в целом может быть выше на 60%. Способность фибры контролировать перемещение воды в бетонной смеси уменьшает возможность сегрегации мелких частиц цемента и песка, что обеспечивает более эффективную гидратацию цемента и в сочетании с лучшим сцеплением цементного раствора дает более прочную и долговечную поверхность.

Огнестойкость бетона:

Базальтовая фибра повышает характеристики огнестойкости бетона. Бетон с базальтовой фиброй более устойчив к изгибу после воздействия температуры 600 С в течении 1 часа. Также повышает устойчивость бетона к раскалыванию после горения углеводорода (2 часа при 1100 С).

Повышенная устойчивость к проникновению воды и химических веществ:

Базальтовая фибра снижает проницаемость и водопоглощение бетона. Это достигается за счет уменьшения в бетоне отверстий от выступившей воды, поэтому вода, химические вещества и грязь впитывается в меньших объемах и на значительно меньшую глубину – 2- 3 мм. Фибра устойчива к щелочам и большинству химических веществ, применяемых в производственных процессах. Бетон с базальтовыми волокнами широко используются в

гидросооружениях, таких, как водохранилища, отстойники для сточных вод, водосливы, порты, доки, морские заграждения, а также морские заграждения, а также бетонные дороги и мосты, где особенно важна повышенная устойчивость к проникновению антиобледеняющих солей.

Базальтовая фибра - экономичная альтернатива стальной сетке:

Базальтовая фибра может рассматриваться, как экономичная альтернатива контролирующей образованию трещин стальной сетке. Фибра увеличивает прочность бетона на изгиб. Стальная сетка растягивается и имеет какую-то ценность только после того, как бетон треснул. Как альтернатива, фибра способствует предотвращению микротрещин, образующихся в бетоне в пластическом состоянии. Позволяет уменьшить объем бетонной конструкции до 20% с сохранением проектных свойств.

Сферы применения:

- Возведение объектов гражданского строительства;
- Реконструкция хранилищ и банковских сейфов;
- Сооружение мостов, взлетно-посадочных полос аэродромов, гидротехнических сооружений (береговых дамб и плотин, шлюзов и каналов рек);
- Изготовление реакторных отделений атомных электростанций, контейнеров для захоронения радиоактивных отходов;
- Укрепление и ремонт сводов шахт и тоннелей;
- Создание различных видов дорожных покрытий, сборных и монолитных плит, бордюров, разделительных полос и тротуарной плитки;
- Изготовление деталей объемного промышленного оборудования: прокатных станов, молотов, гидравлических прессов и мн. др.
- При возведении железобетонных конструкций из традиционного бетона наиболее трудоемкими являются арматурные работы. Применение фибробетонных конструкций поможет снизить трудозатраты на арматурные работы, сократить расход стали и бетона (за счет уменьшения толщины конструкций), совместить технологические операции приготовления бетонной смеси и ее армирования. Кроме того, эффективность использования фибробетона выражается в увеличении долговечности конструкций и снижении затрат на текущий ремонт [2, 4, 6, 8, 13, 14].

В учебной лаборатории кафедры "Технология строительных материалов, изделий и конструкций" Джизакского политехнического института проводятся научно-исследовательские работы по теме "Выбор и исследование состава фибробетона на основе отходов и базальтового волокна при производстве базальтовой арматуры" добавление

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

базальтового волокна в состав бетона при различных процентных соотношениях по отношению к массе бетона [7, 11].



Рис. 2. Проверяемые образцы



Рис. 3. Процесс приготовления образцов

Для проведения экспериментальных работ были подготовлены следующие компоненты:

- портландцемент марки 400;
- щебень, размером 5-10 фракций;
- чиназский песок, с модулем крупности 1,5;
- базальтовое волокно, размером 5,10,15 мм.



Рис. 4. Компоненты для приготовления бетонной смеси

Фиброволокно было в различных соотношениях добавлено к цементной массе, для испытаний приготовлены кубические образцы размерами 10x10x10 см и получены следующие результаты.

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

Таблица 1 - Прочность бетонных балок с добавлением базальтового волокна различной длины и массы, МПа

№ образцы	длина базальтового волокна, мм	Расход волокна по отношению к цементной массе %				
		0	1	2	3	4
1	0,5	80,3	100	125	140	126
2		100	100	114	137	125
3		95	115	128	142	127
Средняя прочность		91,77	105	122,3	139	126
1	1	80,3	122	125	128	126
2		100	125	125	127	125
3		95	126	126	129	124
Средняя прочность		91,77	124,3	125,3	128	125
1	1,5	80,3	122	112	124	115
2		100	120	100	125	125
3		95	100	110	125	120
Средняя прочность		91,77	114	107,3	124,7	120

Таким образом, мы можем видеть из цифр в таблице, что консистенция не изменилась, когда базальтовое волокно не было добавлено. Это означает, что при изменении размера базальтового волокна и его расхода по отношению к цементу прочность бетона возрастает.

Список литературы

1. Ўзбекистон Республикаси Президентининг “Ўзбекистон Республикасини янада ривожлантириш бўйича Ҳаракатлар стратегияси” тўғрисидаги Фармони (“Халқ сўзи” газетаси, 2017 йил 8 февраль).
2. Аспекты применения базальтовой фибры для армирования бетонов [Текст] / Новицкий А. Г., Ефремов М. В. // Сборник Строительный материалы, изделия и санитарная техника.- 2010, №36. – С. 22-26
3. Войлоков И.А. Базальтофибробетон. [Текст] / И.А.Войлоков С.Ф. Канаев // Исторический экскурс Инженерно-строительный журнал. – 2009. - №4. – С. 26-31.
4. Дьяков К. В. Особенности технологии приготовления магнезиального базальтофибробетона [Текст] К. В Дьяков // Бетон и железобетон. – 2007. – № 3 – С. 8-19
5. Замонавий қурилиш материаллари, буюмлари ва технологиялари. Ўқув қўлланма. [Текст] / А.А. Тулаганов, Х.Х.Камилов, М.М. Вохидов, А.А. Султонов – Самарқанд. Zarafshon нашриёти, 2015. -140 с.
6. Новицкий А. Г. Химическая стойкость базальтовых волокон для армирования бетонов. [Текст] / А. Г Новицкий Хімічна промисловість України. 2003. № 3, с. 16-19
7. Нуритдинов Х.Н. Бетон қоришма ишлари технологияси. Ўқув қўлланма [Текст] / Х.Н. Нуритдинов -Т., Талкин нашриёти, 2004. 275 с
8. Перфилов В.А., Зубова, М.О. Влияние базальтовых волокон на прочность мелкозернистых фибробетонов. [Текст] / В.А.Перфилов, М.О Зубова ISSN 1994-0351 Интернет-Вестник ВолГУСУ. Сер.: Политематическая., 2015. – Вып. 1(37). <http://www.vestnik/vgasu.ru>

9. Самигов Н.А., Самигова М.С. “Қурилиш материаллари ва буюмлари”. [Текст] / Н.А.Самигов, М.С. Самигова -Тошкент “Меҳнат”, 2004й. 310 с
10. . Тўлаганов А.А., Камилов Х.Х. Теплоизоляционный арболит. [Текст] /А.А Тўлаганов, Х.Х. Камилов II-часть. Тошкент. ТАСИ, 2011. 316 с
11. Қосимов Э. Қурилиш ашёлари. Олий ўқув юртларининг магистрантлари учун . - дарслик. [Текст] / Э.Қосимов - Т.:«Меҳнат».–2004, - 512 с
12. ООО ДомБетон Базальтовый бетон [Электронный ресурс] / ООО ДомБетон Россия, Московская область, 2012. Режим доступа: <https://dombeton.ru/vb/po-obemnoj-masse/tyazhelye-betony/bazaltovyj-beton.html>
13. Julita Krassowska, Andrzej Lapko “The Influence of Steel and Basalt Fibers on the Shear and Flexural Capacity of Reinforced Concrete Beams” [Текст]/ Julita Krassowska, Andrzej Lapko Faculty of Civil Engineering, Bialystok University of Technology, Poland March 1, 2017 Basalt.Today - composite industrial portal Режим доступа: <https://basalt.today/ru/>
14. Nayan Rathod “Basalt Fiber Reinforced Concrete” [Текст] /Nayan Rathod, Mukund Gonbare, Mallikarjun Pujari Department of Civil Engineering, Rajarshi Shahu College of Engineering, India 31-Jul 2017 Режим доступа: <https://basalt.today/ru/>

ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА БЕТОНОВ НА ОСНОВЕ МЕСТНОГО СЫРЬЯ И ОТХОДОВ ПРОМЫШЛЕННОСТИ

Д.Ш. Кадирова^а, А.Б. Сайдуллаев^а

^аТашкентский архитектурно-строительный институт, г. Ташкент (Республика Узбекистан)

Аннотация. В данной статье исследована проблема применения барханных песков и отходов производстве нерудной промышленности для производства бетонных и железобетонных изделий. Применение барханных песков как мелкозернистого заполнителя наиболее целесообразно вместе с укрупняющей добавкой, в качестве которой рекомендуются отходы промышленности нерудных материалов, в частности порфириновые породы. Оценены предложения исследователей по применению мелких песков в бетоне и методам подбора состава бетона. Указана доля месторождений в Центральной Азии, содержащих мелкозернистый и барханный песок. Определена проблемность использования строительного песка для применения в строительной индустрии. Изучены прочность, показатели деформативности, морозостойкость, коррозионная стойкость бетонов на основе комплексного использования барханного песка, отсева дробления и щебня порфирита. Приведены основы выбора барханных песков и отсева дробления порфирита, расположенных на территории Республики Каракалпакстан в целях исследования.

Ключевые слова: порфириты, барханные пески, укрупнитель, модуль крупности, гранулометрия.

Оценка перспективных месторождений песков показала, что на долю мелких и очень мелких приходится более 55% объема разведанных запасов. К наиболее существенным отличительным признакам таких мелких песков относятся: большое содержание фракций менее 0,315 мм и повышенная межзерновая пустотность, высокая удельная поверхность, достигающая в отдельных случаях 600 см²/г. Применение подобных песков для приготовления бетона влечет значительный перерасход цемента, отсутствие песков удовлетворяющие ГОСТ 8735 [1] и большая потребность в них послужила основанием для изыскания новых эффективных методов использования мелких и очень мелких песков в качестве заполнителей для бетона.

Начиная со середины 50-х годов XX века барханные пески изучаются как сырье для производства бетона. Многочисленные исследования показали низкую долговечность бетонов на мелких песках, а также высокий расход цемента в них. Получить бетоны с использованием таких песков и изделий на их основе, удовлетворяющие современным требованиям без специальных технологических приемов, невозможно. Поэтому рекомендовано для уменьшения перерасхода цемента следующие мероприятия:

- добавление до 50% крупного естественного песка или гранитных высевок;

- использование цемента повышенной тонкости помола;
- применение поверхностно-активных веществ и подбор состава бетона с учетом повышенной удобоукладываемости бетонной смеси на мелких песках;
- уменьшение доли песка в смеси заполнителей за счет лучшего зернового состава крупного заполнителя.

Практическая удобоукладываемость бетонов на мелком песке не может быть точно оценена осадкой стандартного конуса, наоборот, в качестве общего принципа выдвигалось положение о необходимости производить оценку удобоукладываемости при обязательном применении тех же условий механического уплотнения, которые характерны для уплотнения при фактической укладке раствора или бетона. В соответствии с этим при подборе состава бетона должны быть в той или иной мере отражены особенности будущего уплотнителя бетона; для вибрируемого бетона более правильно исходить из необходимости заполнения песком пустот в крупном заполнителе, подвергнутом виброуплотнению.

Учет этих положений приводит к тому, что относительное содержание мелких песков должно быть меньше крупного. Эти три принципа были подвергнуты экспериментальной проверке в работе А.В. Невского. В результате установлено, что применение мелких песков не всегда связано с перерасходом цемента, если при подборе исходить из следующих принципов:

- подбор состава бетона должен производиться по показателю жесткости бетонной смеси;
- относительное количество песка в смеси заполнителей должно быть существенно уменьшено и тем больше, чем песок мельче и чем сильнее механическое уплотнение бетона;
- при использовании мелких песков необходимо вводить поверхностно-активные вещества, в особенности гидрофобизирующие.

Исследователями по применению мелких песков в бетоне и методам подбора состава бетона были выдвинуты ряд предложений:

- применять тонкомолотые цементы и пески, продолжать развивать научно-обоснованную физико-химическую теорию бетона, рассматривающую со структурообразованием цементного теста и вопросы взаимодействия его с заполнителем (Е.Е. Калмыкова);[3]

- смешивать мелкие пески с более крупными, например, с искусственным (дробленным) песком, или обогащение мелкого песка высевками от дробления щебня (А.Е. Шейкин) [4];
- вводить поверхностно-активные и пластифицирующие добавки, которые улучшают удобоукладываемость, снижат расслаиваемость и водоотделение бетонной смеси и повысят долговечность (Г.И. Ступаков) [2];
- качество песка необходимо оценивать по показателю водопотребности, которая позволит уточнить зависимость подвижности бетонной смеси от расхода воды (Ю.М. Баженов) [3];
- наилучшие результаты достигаются при совместном использовании нескольких методов. При этом удастся обеспечить заданную консистенцию бетонной смеси и прочность бетона на мелких песках при минимальном перерасходе цемента (В.Г. Скрамтаев) [6].

Последующими исследованиями также установлено, что при изготовлении мелкозернистого бетона на мелком песке расход цемента увеличивается на 20-40% по сравнению с расходом на крупном песке. Это не только снижает экономию, достигаемую за счет исключения щебня, но и является причиной повышения усадки, ползучести бетона, что в ряде конструкций недопустимо.

В Средней Азии около 80% месторождений содержит мелкозернистые, в том числе и барханные пески. Изготовление и укладка бетона на таких песках технологическими приемами, как для бетонов на стандартном мелком заполнителе, вызывает перерасход цемента в отдельных случаях до 40-60%.

Проблема применения мелкозернистых песков в бетоне весьма актуальна для строительной индустрии Узбекистана, так как в республике не все районы обеспечены стандартным мелким заполнителем, а на значительной территории месторождений крупных песков вообще отсутствует. В связи с этим пески нормальной крупности приходится завозить из других, зачастую отдаленных районов, что удорожает стоимость бетона.[6]

С увеличением роста и освоением крупных массивов орошения перед научно-исследовательскими учреждениями республики были поставлены задачи по созданию новых строительных материалов, в том числе бетонов (легких и тяжелых) с использованием местных сырьевых ресурсов, в частности барханных песков. [5, 7, 8]

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

Песок, полученный при дроблении пород, имел высокий модуль крупности и по гранулометрическому составу укладывался в стандартную область кривых рассеивания, приближаясь к максимальному пределу. Песок, полученный из различных пород, неодинаково влияет на подвижность бетонов. Щебень из такой породы, как сиенит, пегматит, и особенно гранодиорита снижают подвижность бетонной смеси.[9,10, 11, 12]

В связи с этим объектами для исследований были выбраны барханные пески и отсеvy дробления порфирита, расположенных на территории Республики Каракалпакстан.

В таблицах 1, 2, 3 приведены характеристики свойств изучаемых порфиров и барханных песков.

Для изучения показателей назначения тяжелых бетонов и внедрение их в производство сборных железобетонных изделий и конструкций за основу были взяты рационально подобранные составы бетонов ЦБЩ-цемент-барханный песок-щебен, ЦБОЩ – цемент-барханный-песок отсев дробления-щебень порфирита которые приведены в таблице 4. Все составы подобраны для бетонов со средней прочностью 19,6 и 32,7 МПа, в которых в качестве вяжущего был использован портландцемент М-400 Ахангаранского цементного комбината.

Таблица 1 - Характеристика свойств щебня из порфиров изучаемых месторождений

Месторождение	Фракция щебня, I/мм	Марка по дробл-мости	Истираемость в полочном барабане	Содержание пластинчатых (лещадных) и игловатых зерен, % по массе	Содержание в породе слабых зерен, % по массе	Содержание глины в комках, % по массе	Содержание сернистых и серноокислых соединений в пересчёте на, % по массе	Содержание пылевидных и глинистых частиц, % по массе
Каратау	5-10	1200	И-I					
	10-20	1200	И-I	35	4,5	0,3	0,02	0,9
Джимуртау	5-10	1000	И-II					0,8
	10-20	1000	И-II	34	5	0,25	0,05	
Шайхджайли	5-10	1000	И-I					2,5
	10-20	1000	И-I	55	5,5	0,35	0,035	

I/ Фракции 5-10 мм содержатся в количестве 25-30%

Фракции 10-20 мм – 70-75% по массе.

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

Таблица 2 - Характеристика свойств отсевов дробления порфиристов и барханного песка

Материалы	Насыпная плотность, кг/м ³	Плотность кг/м ³	Пустотность %	Водопоглощение % по массе	Содержание пылевидных и глинистых в частиц % по массе	Содержание глины в комках, % по массе	Содержание глинистых частиц (метод набухания), % по массе	Содержание зерен размером свыше 5 мм, по массе	Содержание зерен размером свыше 10 мм, % по массе	Марка породы по прочности	Содержание посторонних и органических примесей I/
Отсевы дробления порфиристов месторождений											
Каратау	1490-1536	2,80	44,3	0,5	8,78	нет	0,45	6,2	3,7	1000	нет
Джимуртау	1500-1630	2,85	425,8	1,05	9,0	нет	0,92	16,5	3,5	1000	нет
Шейхджейли	1490-1505	2,64	45,0	1,13	14,5	нет	0,94	-	-	-	-
Барханный песок	1465	2,5	42,3	1,4	1,0	нет	0,94	-	-	-	-

I/ Отсевы и песок отвечают требованиям ГОСТ 10268-80 по содержанию сернокислых и сернистых соединений в пересчете на SO₃ – 0,82 – 0,87 %.

Таблица 3 - Характеристика зернового состава отсевов дробления порфиристов и барханного песка

Материалы	Размер отверстий контрольных сит, мм						Проходит через сито 0,14 мм	Сумма	Модуль крупности, Мк
	5	2,5	1,25	0,63	0,315	0,14			
	Полны остатки на контрольных ситах, % по массе								
Отсевы дробления порфиритов месторождений:									
Шейхджейли	8,5	30,2	41,741	61,28	77,68	84,7	14,5	99,2	3,0
Каратау	5,4	25,5	34,0	74,5	82,0	87,2	12,0	99,2	3,04
Джимуртау	6,7	20,2	37,9	60,9	77,19	89,6	10,0	99,6	2,86
Барханный песок	0	0	0	5,3	12,1	65,9	16,5	99,8	0,83

Испытания свойств бетонов проводились на образцах кубах 10х10х10 см 28 суточного нормального твердения. Качество уплотненной бетонной смеси оценивали по показателю коэффициента уплотнения, который находится в пределах допустимого для всех составов (табл. 4).

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

Таблица 4 – Рациональные составы бетонов

Вид бетона	Состав бетона, кг/м ³					Жесткость	В/Ц	Прочность через 28 сут. МПа	Коэффициент уплотнения K _{упл}
	Цемент	Щебень	Барханный песок	Вода	Отсев дробления				
ЦБЩ	370	1260	539	240	-	20	0,65	22,5	0,94
	490	1230	410	270	-	20	0,55	31,0	0,96
ЦБОЩ	276	1320	315	1625	315	20	0,6	23,5	0,96
	370	1285	280	185	280	20	0,5	33,5	0,96

Таблица 5 – Рациональные составы бетонов

Вид бетона	Пористость, %					Проницаемость, миллидарси	Марка по водонепроницаемости W	Прочность МПа
	Структурная	Капиллярная	Контракционная	Гелевая	Экспериментальная, %			
ЦБШ	1,40	2,60	0,50	1,10	5,40	0,74	2	21,5
	1,90	2,50	0,60	1,40	6,10	0,80	4	31,0
ЦБОЩ	0,80	1,50	0,35	0,71	3,20	0,23	6	22,5
	0,10	1,54	0,50	0,90	3,80	0,28	8	32,5

В бетоне на барханном песке и порфиритовом щебне низкая водонепроницаемость объясняется прерывистым гранулометрическим составом заполнителей. Размер зерен щебня находится в пределах от 5 до 10 мм, в барханного песка – до 0,14 мм, т.е. нет промежуточного размера зерен заполнителей. Прослойка цементного камня между зернами заполнителя невелика, продукты гидратации цемента сами проницаемы для жидкостей и содержат микропоры.

Введение отсева в соотношении 50:50 дробления улучшило гранулометрический состав барханного песка, снизило в/ц и тем самым способствовало повышению водонепроницаемости: для бетона со средней прочностью 22,5 МПа соответствует W6, 32,5 МПа – W8.

Морозостойкость бетонных образцов различного состава испытывали на кубах 100х100х100 мм согласно ГОСТ 10060-76.

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

Анализ испытаний образцов на морозостойкость показывает, что характер порового пространства бетонов на барханном песке обеспечивает морозостойкость свыше 200 циклов. Улучшение гранулометрического состава заполнителя, цемента способствовало уменьшению капиллярной пористости, причем отношение пор составило от 0,18 – 0,30, создало однородный бетон, повысило марку морозостойкости 300 циклов, при этом потеря в массе составило не более 5%, прочности до 15%.

Коррозийностойкость бетонов были испытаны в воде исследуемого района, питьевой воде и 5% раствор Na_2SO_4 и 1% MgSO_4 . Согласно данным испытаний (таб 6) по характеру изменения прочности образцов хранившихся в питьевой и Турткульский воде, их можно отнести к коррозии I-вида.

Таблица 6 – Коррозийностойкость образцов в различных средах

Составы бетонов	Прочность, МПа				
	После 14 суточного хранения в воде	Через 70 сут. хранения в растворах			
		5% Na_2SO_4	1% MgSO_4	Питьевая вода	Турткульская вода
ЦБЩ	14,25	19,5	21,5	18,5	18,0
ЦБОЩ	16,5	18,85	19,0	19,0	19,8

Прочность составов на барханном песке и щебне (ЦБЩ) снижается по мере длительности их хранения, а в составах с улучшенным зерновым составом (ЦБОЩ) – интенсивность снижения прочности несколько замедлена, коэффициент стойкости составляет $K_c=1,15$ в питьевой и Турткульской воде

Деформативные характеристики при сжатии и начальный модуль упругости определяли согласно методике НИИЖБ на призмах размером 100x100x400 мм. Нагрузку на призму увеличивали ступенями: выдержка нагрузки на каждой ступени не более 5 мин. Общая продолжительность испытания 50 мин. Данные о призмной прочности, модуле упругости и коэффициенте Пуассона бетонов различных составов приведены в табл. 7

Таблица 7 – Модуль упругости и коэффициент Пуассона бетонов

Состав бетона	Прочность, МПа	Призмная прочность, R_b МПа	Коэффициент Пуассона μ	Модуль упругости, E_b , МПа
На барханным песке и щебне	31,0	18,0	0,23	$25 \cdot 10^3$
На щебне и смеси отсеков дробления барханного песка	33,5	27,0	0,18	$28 \cdot 10^3$

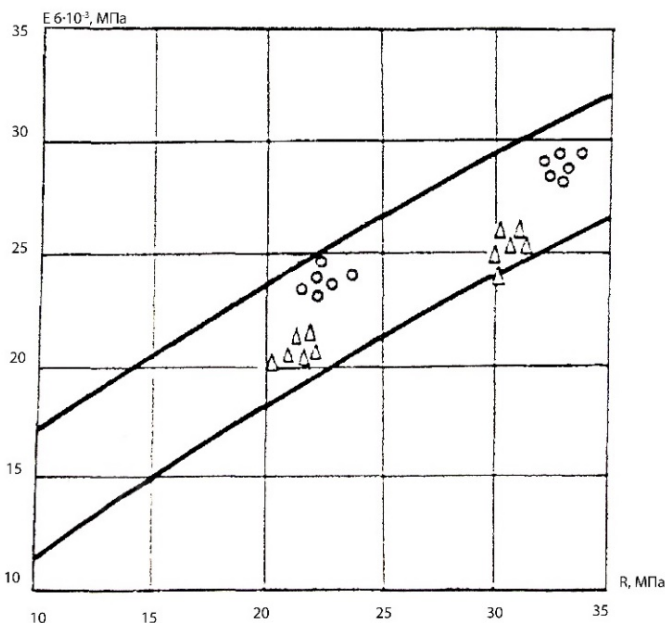


Рис. 1. Зависимость модуля упругости бетона от прочности для составов Δ – ЦБЩ, \circ – ЦБОЩ

Как видно из табл. №7 и рис. 1 в призмах из составов бетонов прочностью 33,5 МПа с улучшенной гранулометрией, величины модуля упругости, коэффициентов поперечной деформации мало отличаются между собой, и в среднем равны значениям принятым для обычных тяжелых бетонов, а для бетонов прочностью 31,0 МПа эти показатели несколько ниже. Особое значение приобретает граничная область микроразрушений бетона при оценке его долговечности. Напряженное состояние бетона, выходящее за пределы указанной области, при воздействии многократного попеременного замораживания и оттаивания или агрессивной внешней среды существенно ускоряет процесс разрушения бетона и снижает его долговечность. Для определения нижней $R_{сч0}$ и верхней $R_{сч1}$ R границ микротрещинообразования для каждой призмы были построены зависимости коэффициента деформаций $\mu = \varepsilon_2 / \varepsilon_1$, и его приращений $\Delta\mu / \Delta R_2 = \Delta\varepsilon_2 / \Delta\varepsilon_1$, а также условного объема $\theta = \varepsilon_1 - 2\varepsilon_2$ и его приращений $\Delta\theta = \Delta\varepsilon_1 - 2\Delta\varepsilon_2$ от уровня нагружения: δ/R_b для центрально сжатых призм (коэффициент поперечных деформаций) при δ/R_b кривая на рис. 1 составлена из данных испытаний бетона с $R_{сж} = 196 \text{ кгс/см}^2$ состава ЦОБЩ и как видно, граничная область микротрещинообразования соответствует $R_{счс, 0} = 0,4$ и $R_{счс, R} = 0,7$. На данном уровне напряжений $-0,4$ начинается процесс микроразрушений, который сопровождался разуплотнением и разрыхлением материала, а до уровня $-0,7$ процесс монотонно развивается.

Показатели границ микротрещинообразования в остальных составах находятся в этих же пределах граничной области микротрещинообразования, что характерно для тяжелых бетонов. (таб. 8)

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

Таблица 8 – Границы микротрещинообразования бетонов различного состава

Вид бетона	Прочность, МПа	$R_{счс, 0}$	$R_{счс, R}$
ЦБОШ	22,5	0,45	0,8
ЦБОШ	23,5	0,4	0,7

Сопоставление физико-технических свойств исследуемых составов позволило изготовить и рекомендовать опытную партию фундаментальных блоков марки В15, лотков марки В20 для оросительных каналов.

Список литературы

1. GOST 8735-88. Sand for construction work. Testing methods. Moscow. Standartinform. (Песок для строительных работ. Методы испытаний. Москва. Стандартинформ). 33 р. Б.Г.Скраеетаев, Ю.Н.Баксенов сб. трудов НИИЖБ-1961
2. Технология бетона/Г.И. Ступаков – Ташкент: Укитувчи, 1983. 49-50 стр
3. Применение мелкозернистого песка для приготовления бетона / А.И.Минас, В.К. Константинов - Алма-Ата: Казгосиздат, 1966. 95 с.
4. О применении в бетоне мелких песков / А.Е.Шийкин. сб. трудов - М.: 1966г. с.8-10
5. Высокопрочный мелкозернистый бетон для армоцементных конструкций / Ю.М.Баисенов – М. 1963. с. 56-57
6. О применении мелкозернистых и барханных песков в бетоне при возведении сооружений великих строек / Скрамтаев В.Г. Ж. Гидротехническое строительство №2. 1953. с.45
7. Отходы промышленности в производстве строительных материалов и изделий / Газиев У.А Учебник. – Ташкент : “BrokKlassservis” -2015. 232-242 стр.
8. Использование отходов медеплавильного и мраморного производств в качестве микронаполнителя в вяжущее. / У.А. Газиев, Д.Ш.Кадырова, Ш.Т Рахимов // Ташкентский институт инженеров железнодорожного транспорта, «Инновационные технологии в строительстве» материалы межвузовской научно-практической конференции студентов бакалавриата и магистратуры, старших научных сотрудников-соискателей. -30-31 май. - 2013.-Выпуск-8. -С.51-53.
9. Dirk E. Hebel Marta H. Wisniewska Felix Heisel. Building from waste recovered materials in architecture and construction. Birkhäuser Verlag 2014 GmbH, Basel
10. Технология цемента, т. 1. Материалы для бетона / Р.Беленкс, Г.Кеннеди // -М.: «Наука», 1986. 154 с.
11. Строительные материалы из минеральных отходов промышленности / Попов Л.Н. -М.: «Стройиздат», 1986.С. 230-231.
12. Строительное материаловедение / Рыбьев В.А. Уч. пособие М.: «Высшая школа», 2003.174 с.

DEVELOPMENT OF THE PROPERTIES OF BINDERS USING MINERAL AND CHEMICAL ADDITIVES

T.T.Shakirov^a, N.A.Muminova^a

^aTashkent institute of Architecture and Civil Engineering

Annotation: *The article presents the results of research work on the development of properties of binders with complex-mineral and at the same time chemical additives and the optimal compositions are determined.*

The use of local industrial waste as a secondary raw material in the production of new and modern types of building materials, namely fine mineral additives, ensuring the formation of a dense and durable structure of the concrete mixture, which achieves properties such as strength, frost resistance, without adversely affecting the cement hydration process, on the properties of a binder is one of the most important and relevant research areas at present.{1}

Today, along with water, filler and binder, additives have become an indispensable component of the concrete mix. Among the many types of chemical additives, plasticizers occupy a separate place, especially the most effective of them - super plasticizers.{1} *With regard to local construction practice, it should be noted that the use of super plasticizer in monolithic building technology is very low in the country. This can be explained by the fact that, firstly, in Uzbekistan, few chemical additives are produced for target concrete, including super plasticizers, and secondly, it is also a very urgent issue to conduct comparative studies of commercially available super plasticizers and develop recommendations for their practical use.*

Key words: *Complex additives, industrial waste, secondary materials, fly ash, copper-smelting industry waste, chemical additives, strength, durability.*

The increase in promising types of binders is due to the use of active mineral additives that arise in natural and man-made conditions. To ensure the activity of the structure of concrete and concrete mixture, together with chemical additives, it is also advisable to add powders of various mineral rocks related to mineral additives, materials obtained in natural or man-made conditions: ash from thermal power plants, metallurgical slags and additives from various rocks.

One of the most important properties of ash as an active mineral additive in concrete is its hydraulic activity. Traditionally, it is determined by the ability of ash to absorb lime from a lime solution and to exhibit astringent properties in combination with hydrated lime. The microcalorimetric method is a new method for determining the activity of ash: the activity of ash is determined by the value of the heat of its wetting in polar and non-polar liquids. This takes into account the coefficient of hydrophilicity and other parameters. {2}

For certain types, ash classes for concrete are additionally distinguished:

A (heavy) - the specific surface of the ash must be at least 2800 cm² / g;

B (light) - 1500 ... 4000 cm² / g.

The residue on sieve No. 008 for class A ash should not exceed 15%.

The selection of the composition of concrete with the addition of ash consists in determining such a ratio of components at which the characteristics of the concrete mixture and concrete would be achieved with a minimum consumption of cement. In the concrete mixture, ash plays the role of not only an active mineral additive that increases the amount of binder, but also the function of a microfiller, which improves the granulometry of sand and actively affects the processes of structure formation of concrete. {2}

Given the semi-functional nature of the entire additive, its introduction instead of a part of cement or sand does not make it possible to solve the problem of optimizing the composition.

Reducing the consumption of cement when adding ash is advisable first of all in the case of excessive activity of cement, that is, when the cement grade is higher than the recommended one. When using TPP ash, it is allowed to reduce the minimum typical cement consumption for unreinforced concrete products to 150 kg / m³, and for reinforced concrete products to 180 kg / m³. In this case, the total consumption of cement and ash must be at least 200 and 220 kg / m³, respectively. The amount of ash should be determined in proportion to the required reduction of the Excessive activity of the cement. {3}

Adding ash in an optimal amount does not increase the water consumption of concrete mixes, which is explained by the melting of particles and their relatively regular shape. With a high dispersion of ash and an insignificant content of unburned coal in it, the workability of the mixture increases. The plasticizing effect of ash increases if there is a fine aggregate in the concrete mixture with an insufficient amount of fine fractions.

The introduction of fly ash from the combustion of lignite and bituminous coals into sandy concrete avoids excessive consumption of cement.

To achieve high strength of ash-containing concrete, the chemical and mineralogical composition of clinker is of certain importance. At an early age, the growth of concrete strength is facilitated by the increased content of alkalis in the clinker, which accelerate the chemical interaction of ash and cement; in the later, for the manifestation of the pozzolanic reaction of ash, cements with a high alite content are preferable, since during hydrolysis they form Ca (OH)₂. {3}

Like other hydraulic additives, ash reduces the frost resistance and heat resistance of concrete. The possibility of using ash in concretes with frost resistance F50 and higher is established by special studies. The decrease in the frost resistance of concrete can be compensated by the introduction of air-entraining additives.

Due to the relatively low water demand of concrete mixtures, the replacement of up to 20% of cement with ash has practically no effect on the shrinkage deformations of concrete when it is hardened in air.

Ash-containing concretes are distinguished by high sulfate resistance, good results are achieved with the introduction of ash containing more than 80% (Cu₂ + Al₂O₃).

Fly ash. Provides in the manufacture of concrete mixes and concrete the availability and strength of concrete without deterioration of its physical, chemical and mechanical properties, along with saving the amount of binder, rational use of heat energy when used together with Portland cement, increasing the efficiency of using secondary resources, reclamation and disposal of land contaminated with industrial waste. {4}

Fly ash is a dusty material that is captured from the flue gases of TPPs using cyclones and electrostatic precipitators. The ash particle size ranges from 3–5 to 100–150 microns. The number of large particles does not exceed 10-15%. Average density of ash is 2–2.5 g / cm³, bulk density is 0.5–0.8 g / cm³. One of the most important properties of ash as an active mineral additive in concrete is its hydraulic activity. Traditionally, it is determined by the ability of ash to absorb lime from a lime solution. Improves water permeability; reduces the water-cement ratio and increases the durability of concrete; does not contain chlorine and other components that can cause corrosion when used in reinforced concrete. Suitable for use in reinforced concrete. {4}

Table 1 - Chemical composition of fly ash

Name	Number of oxides, mass% by mass							
Fly-ash	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	CO ₃	Na ₂ O +K ₂ O	Total
	35,80	18,45	15,30	18,30	4,15	3,80	3,7	100,0

Table 2 - Influence of fly ash on the properties of Portland cement

№	Portland cement amount (gr)	Sand (gr)	Water (ml)	W / C (%)	Additive amount (%)	Strength	
						Bend, MPa	Compression MPa
1	500	1500	200	0,4	0	10,81	31,89
2	450	1500	200	0,4	10	10,8	31,5
3	400	1500	200	0,4	20	10,0	30,6
4	350	1500	200	0,4	30	9,1	27

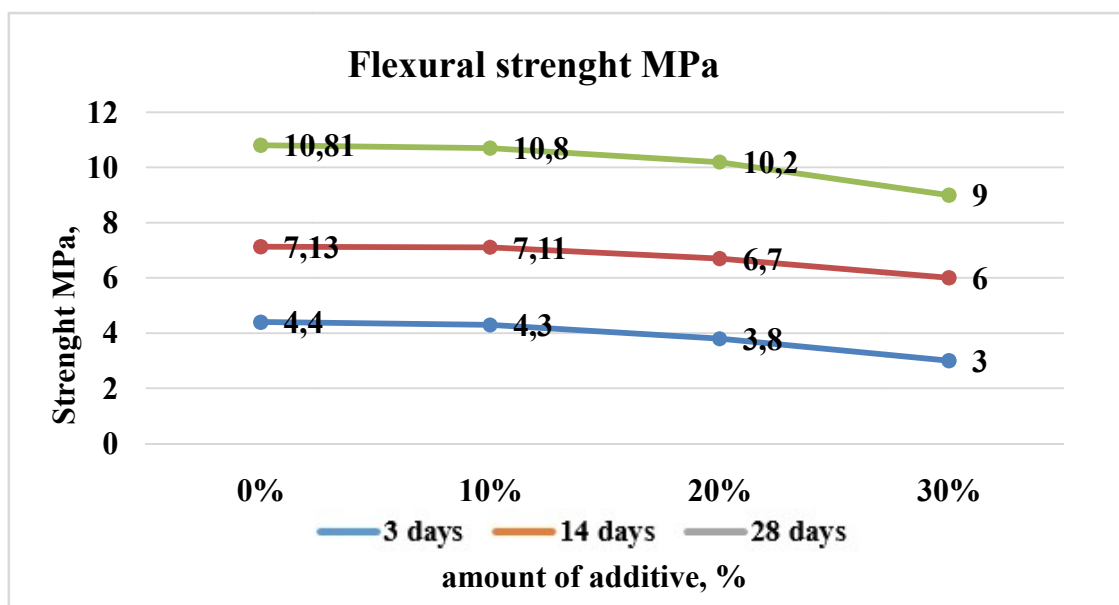


Fig. 1. Influence of fly ash on bending properties of Portland cement

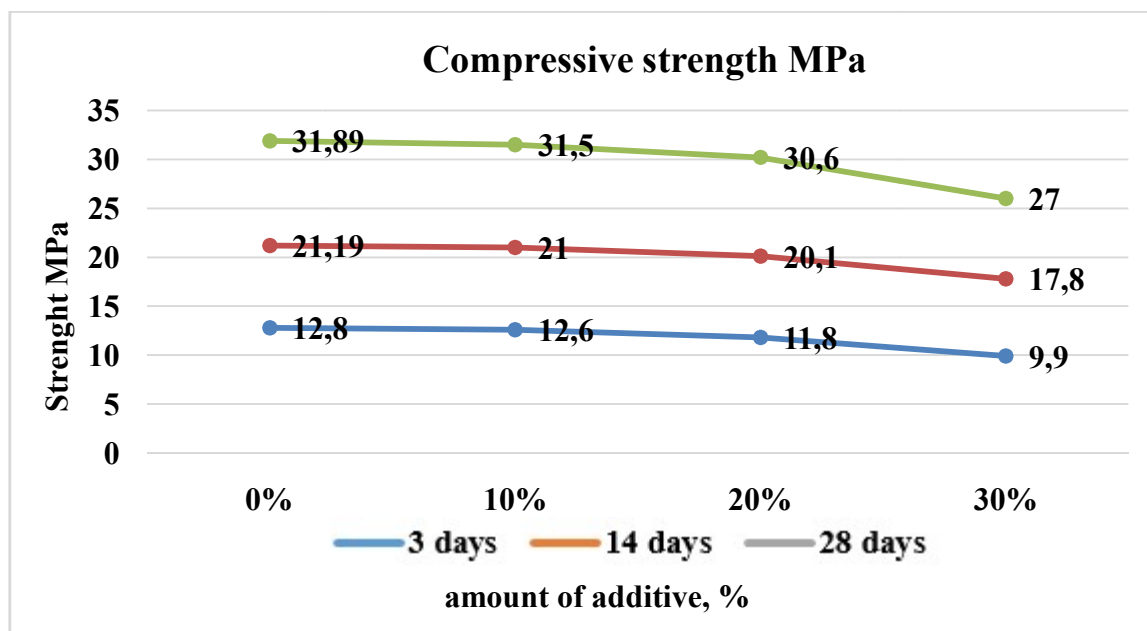


Fig. 2. Influence of fly ash on the properties of Portland cement in compression

Waste from the copper smelting industry. In the manufacture of concrete mixes and concrete, they ensure the availability and strength of concrete without deteriorating its physical, chemical and mechanical properties, along with saving the amount of binder, rational use of heat

energy when used together with Portland cement, increasing the efficiency of using secondary resources, reclamation and disposal of land contaminated with industrial waste.

The state of the waste, fired solid, slag, is characterized by a large amount of iron in the composition. After the metal is separated from the composition of this waste, it can also be used as sand or crushed stone. The slag of copper smelting is dark in color, water demand does not exceed 0.6%, the melting point is 990–1175 ° C. In terms of chemical composition, it is acidic and basic. Bulk density - 1.8 t / m³. Fraction from 2-5 to 0.25-0.5 mm. For example, granulated slags from the copper processing industry served as raw materials for binding materials for the manufacture of concrete of various grades, hardened in autoclaves. {4}

Table 3 - Chemical composition of copper-smelting waste

Name	Number of oxides, mass% by mass							
Copper-smelting waste	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	CO ₃	Na ₂ O + K ₂ O	Total
	35,80	18,45	15,30	18,30	4,15	3,80	3,7	100,0

Table 4 - Influence of copper smelter waste on the properties of Portland cement

№	Portland cement amount (gr)	Sand (gr)	Water (ml)	W / C (%)	Additive amount (%)	Strength	
						Bend, MPa	Compression MPa
1	500	1500	200	0,4	0	9,5	28,25
2	450	1500	200	0,4	5	9,2	28,1
3	400	1500	200	0,4	10	8,7	27,4
4	350	1500	200	0,4	15	8	25,7

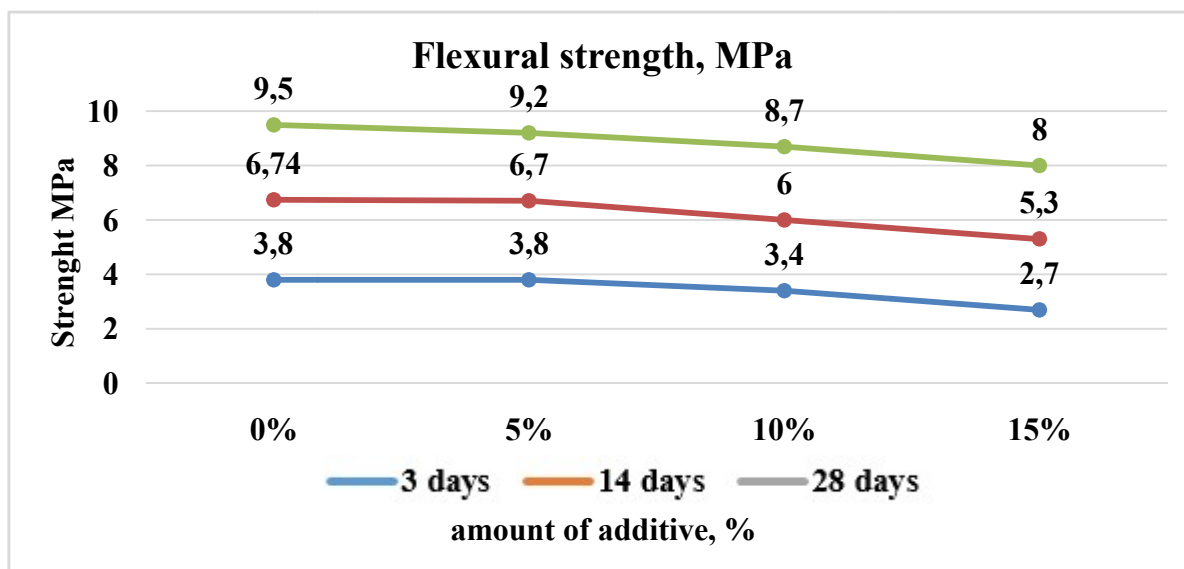


Fig. 3. Influence of waste from the copper smelting industry on the bending properties of Portland cement

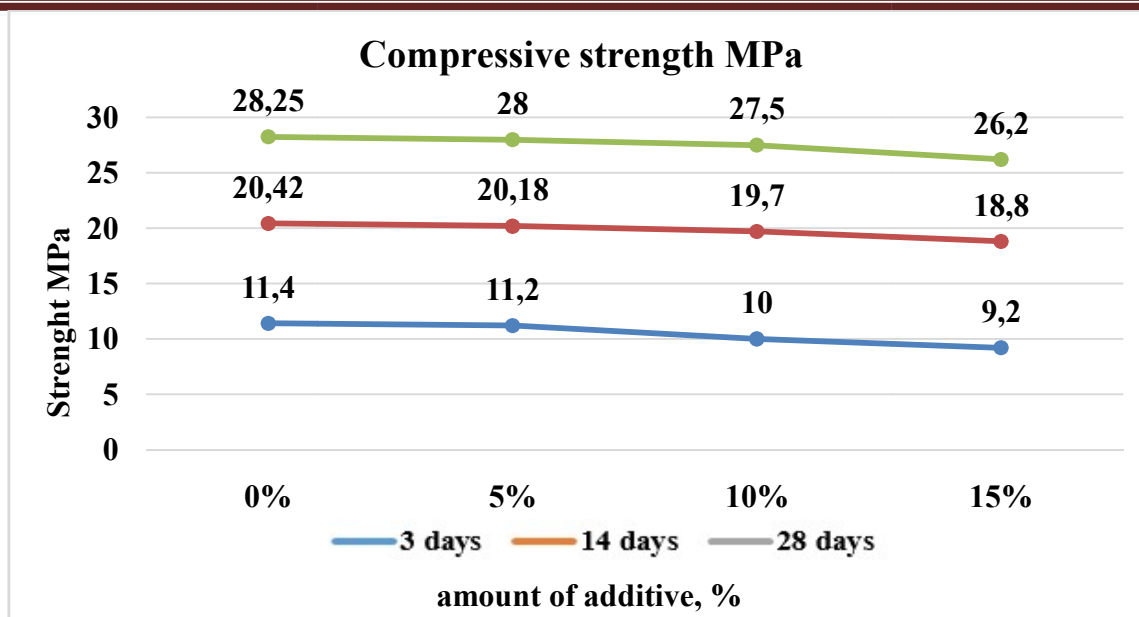


Fig. 4. Influence of waste from the copper smelting industry on the properties of Portland cement in compression

Table 5 - Flexural and compressive strength of samples made with the addition of a complex of fly ash and copper smelter waste.

№	Portland cement amount (gr)	Sand (gr)	Water (ml)	W/C (%)	Additive amount (%)		Strength	
					Fly ash	Waste from the copper smelting industry	Bend, MPa	Compression MPa
1	500	1500	200	0,4	0	0	9,5	27,3
2	450	1500	200	0,4	5	5	9,2	27,1
3	400	1500	200	0,4	15	5	9	26,4
4	350	1500	200	0,4	20	10	7,6	25,7

The above table shows the values in MPa of the flexural and compressive strength of a 3-, 14- and 28-day cement mix made with the addition of a complex of fly ash and copper smelter waste as a mineral additive.

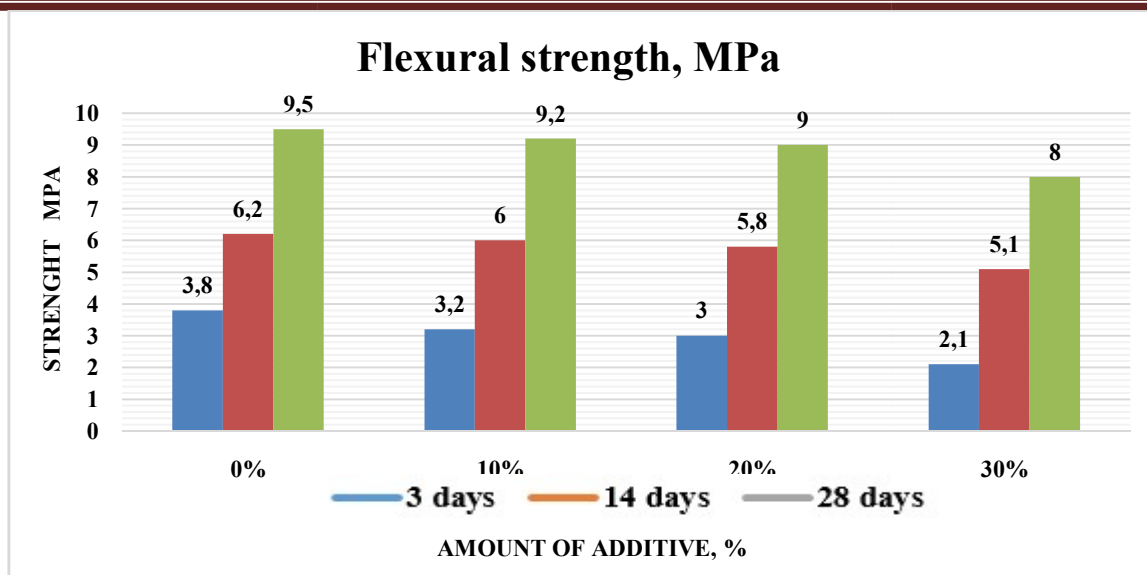


Fig. 5. Influence on the flexural strength of specimens made with the addition of a complex of fly ash and copper smelter waste

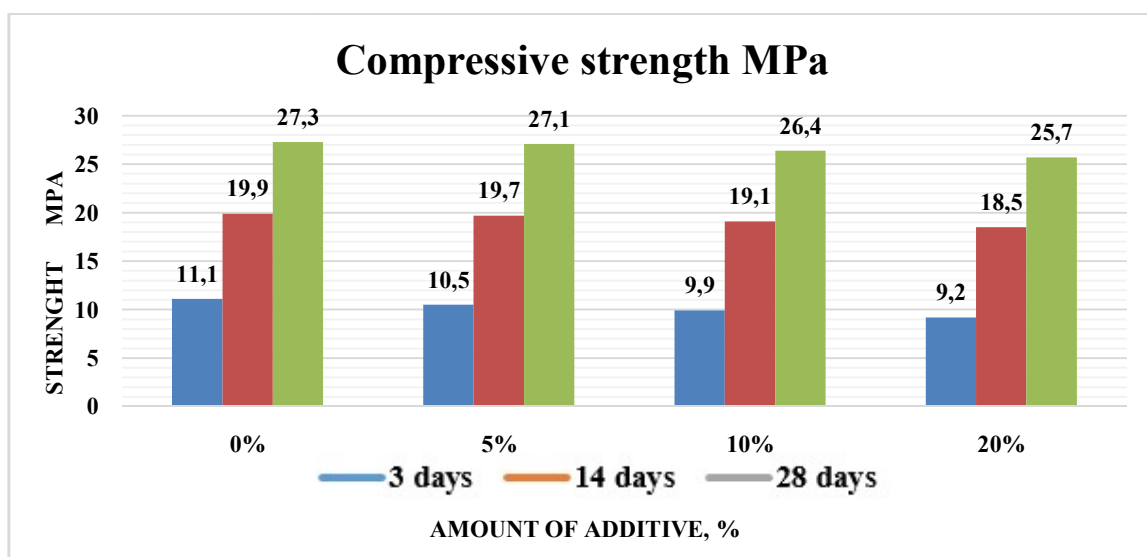


Fig. 6. Influence on the compressive strength of samples made with the addition of a complex of fly ash and copper smelter waste

The above table shows the values of the flexural and compressive strengths of cement mixture samples made with the addition of fly ash and copper-smelting waste, based on these data, the optimal composition of the cement mixture with the addition of two mineral additives was selected. In the case when 15% fly ash and 5% copper smelter additive were added, and the total cement consumption (from the amount of binder) was changed by 20%, the strength of the mixture was higher than that of fly ash alone with a change of 20%.

The analysis of theoretical and practical works on this topic is carried out, the relevance of research work is studied. It is also related to the properties of the materials used in the production of

high quality lightweight concrete. In this research work, the influence of materials used in the manufacture of high-quality cement mixtures, mainly Portland cement, mineral additives (fly ash and waste from the copper industry), on the properties of fine fillers - sand, water and cement paste is studied. {4}

After the selection of the optimal composition of the cement paste made with the addition of a complex of mineral additives, the properties of this mixture were studied with the addition of the superplasticizer "Beton Strong-17".

Superplasticizer "Beton Strong-17" is considered complex, thanks to this additive, the plasticity of the concrete mixture increases, its setting time is accelerated, and the concrete is given resistance to freezing. Superplasticizer "Beton Strong-17" is a complex additive designed for cold climates, which accelerates the hardening of the concrete mixture, gives concrete antifreeze properties and increases its plasticity.

Complex plasticized admixture in concrete and building mixtures "Beton Strong 17" with frost resistance effect consists of a mixture of sodium polynaphthalene methylene sulfonate and sodium formate.

Increases the mobility of the concrete mixture from P1 to P5, mortar - from PK1 to PK4 (strength does not decrease at all times of hardening). {5}

When mixed with water, the superplasticizer reduces the water requirement of the mixture to 20–25%.

Prevents freezing of concrete and mortar mixtures before the start of active heat treatment during the construction of concrete and reinforced concrete structures.

It prevents the mixture from freezing and the cessation of cement hydration processes in the event of forced periods of lack of heat treatment, significantly intensifies the strength gain upon subsequent exposure to positive temperatures. {5}

It is effective for ensuring the transportation of concrete mixture at a temperature not lower than minus 25 ° C with the condition of subsequent heat treatment of the erected structure. It is used as an anti-frost additive for warm floors at ambient temperatures up to minus 25 ° C in accordance with GOST 24211-08. {6}

Provides the ability to reduce the heat treatment of concrete in comparison with multicomponent antifreeze additives.

In the course of studying the properties of Bekabad PC400 and fly ash, using four different amounts of the chemical additive "Betong strong-17" in relation to the mass of cement, we selected the most optimal amount of the additive for us - 1%.

Table 6 - Influence of the superplasticizer "Beton Strong-17" on the properties of Portland cement

№	Portland cement amount (gr)	Sand (gr)	Water (ml)	W / C (%)	Additive amount (%)	Strength	
						Bend, MPa	Compression MPa
1	500	1500	200	0,4	0	5,6	40,5
2	500	1500	185	0,37	1	7,3	52

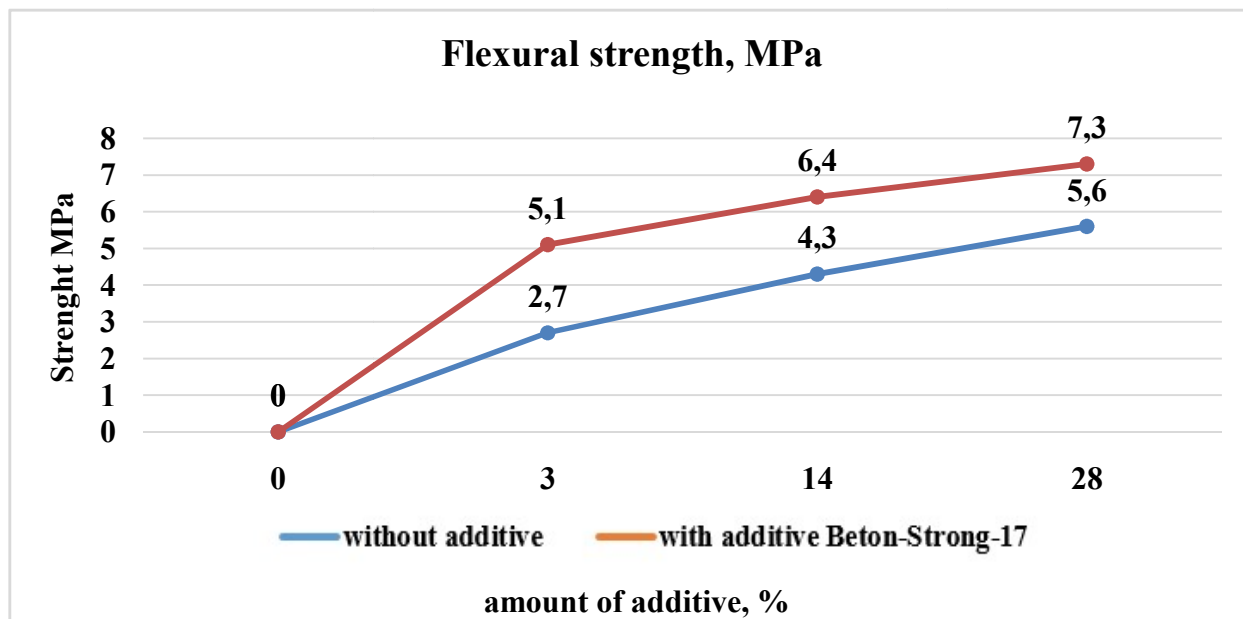


Fig. 7. Influence of the superplasticizer "Beton Strong-17" on the properties of Portland cement

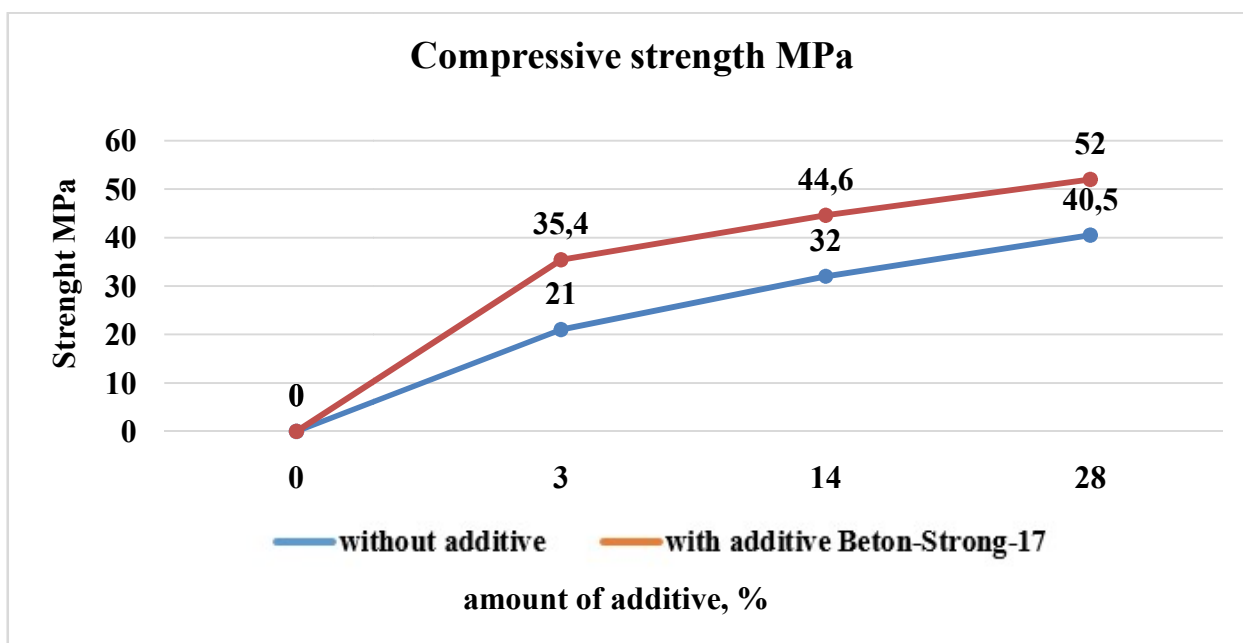


Fig. 8. Influence of the superplasticizer "Beton Strong-17" on the properties of Portland cement

Table 7 - Influence of the superplasticizer "Beton Strong-17" on the properties of Portland cement

№	Portland cement amount (gr)	Sand (gr)	Water (ml)	W / C (%)	Additive amount (%)	Strength	
						Bend, MPa	Compression MPa
1	500	1500	200	0,4	0	5,3	39,8
2	400	1500	128	0,32	1,0	5,6	40,5

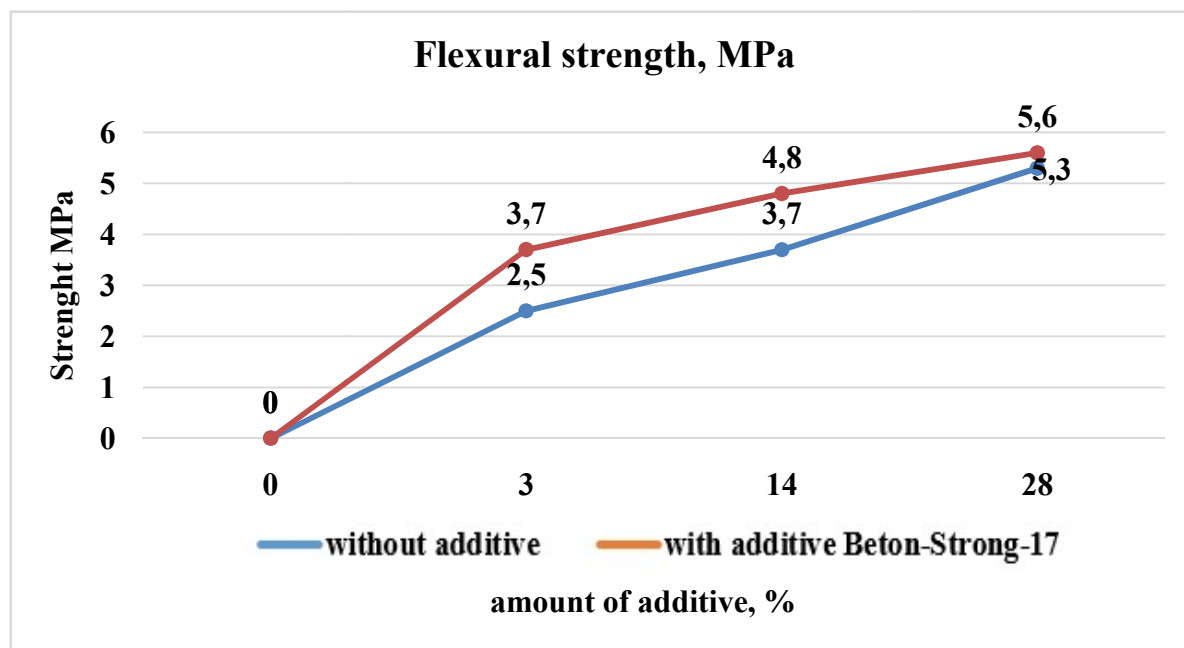


Fig. 9. Influence of the superplasticizer "Beton Strong-17" on the properties of Portland cement

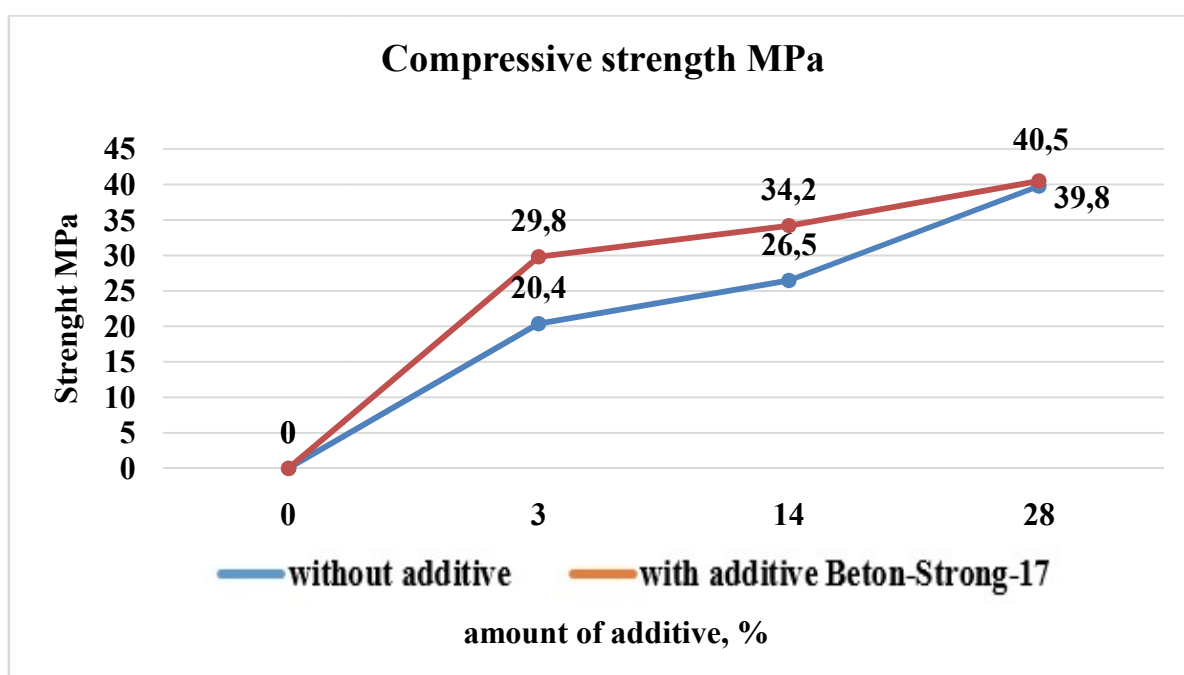


Fig. 10. Influence of the superplasticizer "Beton Strong-17" on the properties of Portland cement

Table 8 - Influence on the properties of Portland cement of mineral additives in the binder in the form of a complex of fly ash and copper industrial waste and superplasticizer "Beton Strong-17"

№	Binder amount (gr)			Sand (gr)	Water (ml)	W / C (%)	Additive amount (%)	Strength	
	Portland cement 80%	Fly ash 15 %	Waste from the copper industry 5%					Bend, MPa	Compression MPa
1	500			1500	200	0,4	0	4,9	39,4
2	400			1500	128	0,32	1,0	5,7	41,9

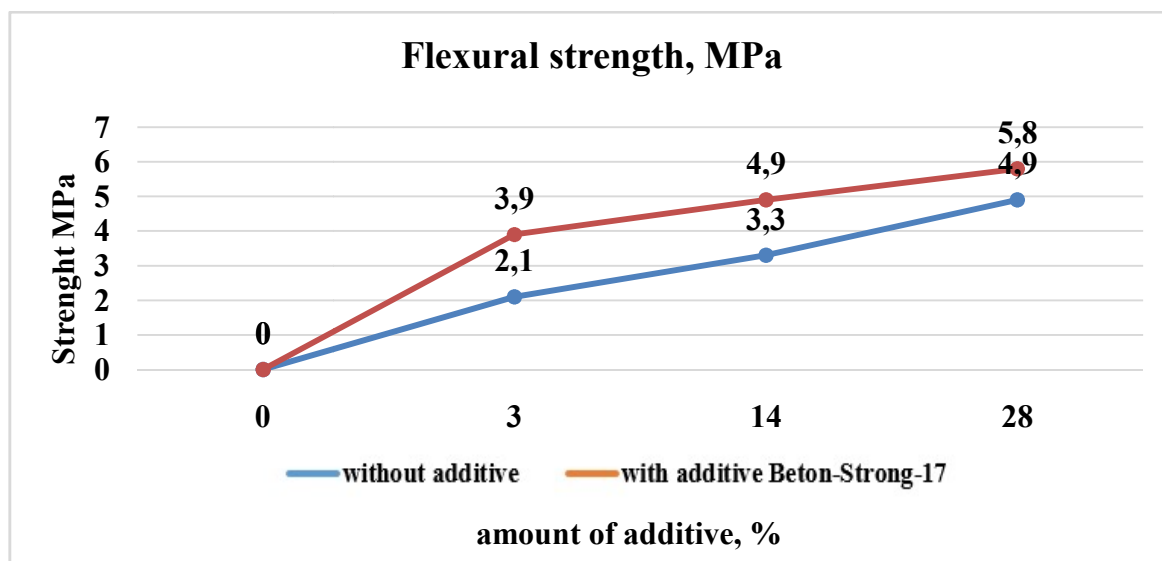


Fig. 11. Influence of mineral additives and superplasticizer "Beton Strong-17" on the properties of Portland cement

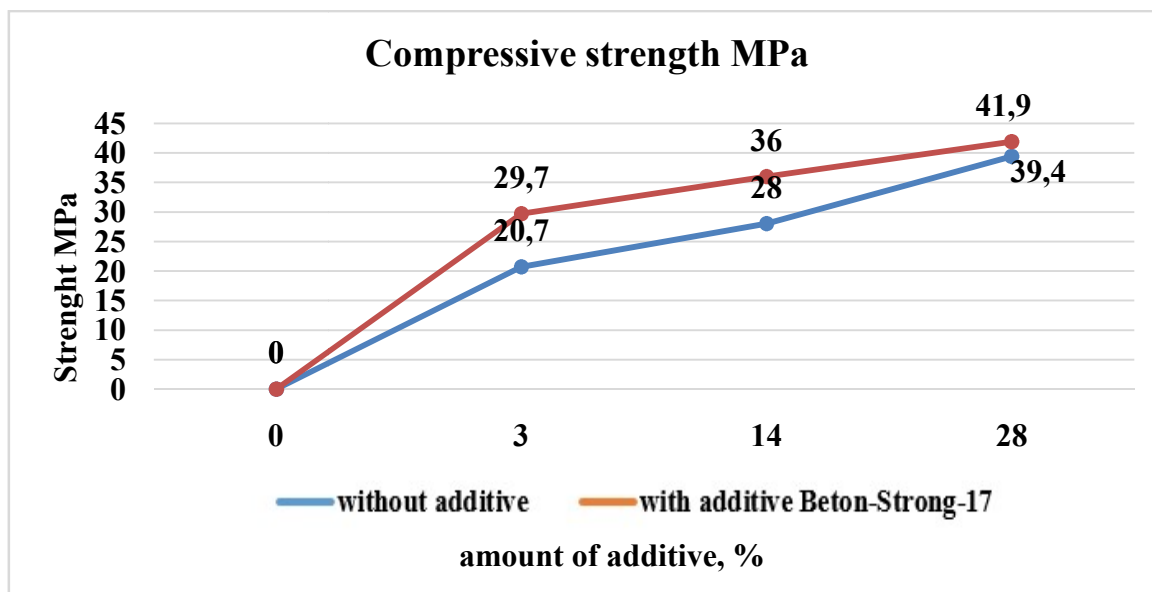


Fig. 12. Influence of mineral additives and superplasticizer "Beton Strong-17" on the properties of Portland cement

In the course of scientific research, the effect of a chemical additive in a cement mixture made with the addition of a complex of binding mineral additives has been studied. With the addition of a chemical additive, the cement mixture acquired approximately 65–70% of the required strength in 3 days. As a result of accelerating the hardening time of the cement mixture with this additive, the strength also increased. The indicators of economic efficiency have been determined: the consumption of cement per 1 m³ of concrete is 400 kg, with the complex use of mineral additives, 20% of the amount of binder can be saved by changing its composition, and not the amount of the binder, and the use of the chemical additive "Beton Strong-17" reduced the consumption of the binder (Portland cement) by 20% and provided the required strength.

At the same time: the price of 1 kg of Portland cement is 780 sum, 1 m³ of concrete requires 400 kg of Portland cement, the cost for this amount is 312,000 sum. The price of 1 kg of fly ash is 35 sum, with the introduction of 15% of the amount of binder, 60 kg of fly ash will be required, its cost will be 2,100 sum. And the price of 1 kg of waste from the copper industry is 25 sum, with the introduction of them in the amount of 5% of the total amount of binder, the cost of 20 kg of industrial copper waste will be 500 sum.

In turn, the cost of a binder (Portland cement) per 1 m³ of concrete is 312,000 sum, and the cost of a complex binder based on mineral additives is: 80 kg of Portland cement - 62,400 sum, 80 kg of mineral additives - 2,600 sum, of which 60 kg of fly ash - 2,100 sum, 20 kg of waste from the copper industry - 500 sum ($312,000 - 62,400 = 249,600$ sum). When adding the cost of mineral additives (2600 sum) to the price of this Portland cement (249600 sum), the total cost will be 252200 sums. The indicator of the economic efficiency of the mineral additive from the cost of the binder material (Portland cement) for each 1 m³ of concrete amounted to 59 800 sum.

With the addition of a chemical additive, we save 20% of 400 kg of binder used to make 1 m³ of concrete, if 252,200 sum were spent on a complex binder containing mineral additives, then this cost is further reduced by 11240 sum (20%). Moreover, if the price of 1 kg of a chemical additive is 9800 sum, the cost per 1 m³ of concrete will be 39,200 sum. The general indicator of economic efficiency when using together mineral and chemical additives was due to the cost of the binder 71040 sum per 1 m³ of concrete.

The addition of a complex of mineral additives and a chemical additive Beton Strong-17 increases the durability, strength and frost resistance of concrete, allowing it to work even at temperatures of 0 ... - 10⁰C.

This study is relevant, designed to improve the performance properties of building cement mixtures by adding chemical and complex modifying mineral active additives based on industrial waste proposed by the author.

References

1. Газиев, У.А. Промышленные отходы при производстве строительных материалов и изделий [Текст] / Ю.А. Газиев. - Ташкент: ТАСИ, 2015. - 308 с.
2. Газиев, У.А. Промышленные отходы Республики Узбекистан в производстве эффективных строительных материалов [Текст] / Ю.А. Газиев, Ш.Т. Рахимов, Ф. Курбонов // Проблемы и перспективы развития инновационного сотрудничества в системе научных исследований и подготовки кадров: Материалы международной научно-практической конференции. - Бухара: БухМТИ, 2017. - С. 117-118.
3. Shakirov T.T. Studies of the phase composition and structure formation of porous aggregate//International Journal for Innovative Research in Multidisciplinary Field. ISSN: 2455-0620; Scientific Journal Impact factor: 6.497. India. Volume-5. Issue-8. Aug-2019. –P.151-155.
4. Н.А.Мўминова. “Минерал кўшимчалар ёрдамида бетон хоссаларини яхшилаш.” Магистрлик диссертацияси. 2019 йил. 27-33 бетлар.
5. Шакиров Т.Т. Технология получения пористого заполнителя из кварцевых порфиров и отходов угледобычи для легких бетонов / Т.Т. Шакиров. - Т. : Автореферат диссертации канд. те. Наук, 2010. -15-18с.
6. Gaziev U. A., Akramov X. A., Shakirov T. T., Rakhimov Sh.T. Effect of Relamix additive on cement properties// International Journal for Innovative Research in Multidisciplinary Field. ISSN: 2455-0620; Scientific Journal Impact factor: 6.497. India. Volume-5. Issue-8. Aug-2019. – P.163-165
7. RekitarYa.A. Use of secondary raw materials and waste in production. Domestic and foreign experience - efficiency and trends / Ya.A. Rekitar.- М. : Economics, 1997.-54p.
8. Kornienko S.V., Vatin N.I., Petrichenko M.R., Gorshkov A.S. Assessment of the moisture regime of a multilayer wall structure in the annual cycle. Construction of unique buildings and structures. 2015. No. 6.
9. Kopylova A.I., Bogomolova A.K., Nemova D.V. Humidity regime of the enclosing structure with silicate brick facing // Construction of unique buildings and structures. 2015. No. 6. Ananiev A.I.,
10. Ananiev A.A. Durability and energy efficiency of external walls made of lightweight brickwork // Academia. Architecture and construction. 2010. No. 3.
11. "Lightweight concrete: structure, technical characteristics, areas of application" URL: <http://masterabetona.ru/vidy/574-legkij-beton> (date of access: 18.03.2017).
12. "Calculation of thickness for the outer walls of a residential building" URL: <http://stroynedvizhka.ru/stroitelstvo-nedvighimosty/raschet-tolschinyi-sten-doma/> (date of access: 21.03.2017).

**ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ
ДВУТАВРОВОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ СБОРНОЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ КАК ОБЪЕКТА МЕХАНИКИ ДЕФОРМИРУЕМОГО
ТВЕРДОГО ТЕЛА**

В. М. Левин ^a, Л. В. Стеблянко ^b

^a ГОУ ВПО "Донбасская национальная академия строительства и архитектуры"

^b ООО "ЕВРОГРАД"

***Аннотация.** Представлены результаты анализа напряженно – деформированного состояния двутавровой предварительно напряженной сборной железобетонной балки, математическое моделирование которой выполнено средствами механики деформируемого твердого тела. Учтены предшествующие нагружению длительные деформации, обусловленные предварительным напряжением, упруго пластическое деформирование и образование трещин при основном нагружении. Приняты модели деформирования материалов: до образования трещин – деформационная теория пластичности плосконапряженного бетона Круглова – Козачевского (она учитывает упруго-пластический характер объемного и сдвигового деформирования) и полных диаграмм деформирования арматуры; после образования трещин – модель Карпенко для железобетона (учитывает такие эффекты, как неравномерность распределения деформаций вдоль оси арматурного стержня, пересекающего трещину, особенности деформирования полосы бетона между трещинами, нагельный эффект в арматуре, симметрию тензора усилий в железобетоне при несимметричных тензорах усилий в арматуре и бетоне раздельно и др.). Применен метод неполной дискретизации в форме метода исходных уравнений Милейковского; он приводит к граничной задаче для системы обыкновенных дифференциальных уравнений первого порядка, решаемой высокоэффективным методом Годунова.*

***Ключевые слова:** железобетонная двутавровая балка, бетон, арматура, напряжения, деформации, трещины, ползучесть, упругопластические деформации, неравномерность распределения деформаций, нагружение, прогиб.*

Формулировка проблемы

Расчет железобетонных балок в соответствии с действующими нормам различных стран выполняется на основе стержневой модели. Такой подход применяется и многими исследователями. Это затрудняет адекватный учет таких факторов, как особенности поведения железобетона после образования трещин, неодноосный характер напряженного состояния в некоторых зонах стержня, наличие этапов нагружения различной длительности и некоторых других факторов. Проблема может быть преодолена выполнением анализа напряженно – деформированного состояния балки с позиций механики деформируемого тела; попытки такого анализа предпринимались и ранее, в основном, с использованием

компьютерных программ, реализующих МКЭ и использующих те или иные модели деформирования железобетона, но не специальный вариант деформационной пластичности плосконапряженного бетона, обладающий большим количеством параметров для согласования с эмпирическими данными. В настоящей статье предлагается один из путей решения этой проблемы и оценивается целесообразность его реализации.

Анализ публикаций по теме исследования

Действующие нормы проектирования, например, [1,2], а также большое количество исследователей, перечисление которых практически невозможно (приведем, в качестве отдельных примеров, работы [3 - 5]), развивают стержневую модель, включая гипотезы прямой нормали и одноосного деформирования. В рамках этой модели учет многих факторов, таких, как некоторые особенности поведения бетона и железобетона после образования трещин, двух-, а иногда и трехосный характер напряженного состояния в зоне приложения поперечной нагрузки (местные силы, в особенности, приложенные в пределах высоты сечения, опорные реакции и т. п.), резкое изменение сечения (например, в зоне подрезок и в некоторых других случаях), несинхронное приложение нагрузок, часть которых имеет различную длительность, затруднен или невозможен. В связи с этим было выполнено множество исследований, опиравшихся на численный анализ напряженно – деформированного состояния балки на основе моделей механики деформируемого твердого тела. Как правило, на самой ранней стадии использовалась модель изотропного упругого тела, затем модифицированные для учета особенностей поведения и материала деформационная теория пластичности, теория течения, теория рассеянной поврежденности, модели механики разрушения. Таких работ также было чрезвычайно много; укажем на некоторые примеры: исследования, использующие вслед за Вестергаардом, блочную модель (работа [8] и ее сильные обобщения [9, 10], исследования, использующие дискретизацию МКЭ [7, 11 - 13]). Исследования [7] используют опирающиеся на богатый экспериментальный материал модели деформирования бетона до образования трещин и железобетона – после их образования. Работа [13] и последние три работы демонстрируют интерес к усложненным моделям поведения материала, предлагаемым механикой разрушения, моделям, описывающим реакцию бетона на неоднократное нагружение, и моделям рассеянной поврежденности.

Метод неполной дискретизации, предложенный в [14], используется в [15] (поэтому его механический аналог известен как модель Власова – Канторовича); он модифицирован в [16] (метод исходных уравнений Милейковского). Его вариант, ориентированный на

возможность выполнения анализа многосвязных складчатых систем в сочетании с различными моделями деформирования материала, был развит в исследованиях, последние из которых представлены в [17, 18]. Линеаризация полученной математической модели конструкции выполнялась модифицированным методом Ньютона, преобразованном в [17, 18]; там же несколько преобразованы исходные модели деформирования материалов.

Затем этот подход был использован в [19 - 21] для анализа напряженно – деформированного состояния железобетонных балок с концентраторами напряжений (с дефектами). В [17 - 21] исходными моделями деформирования материалов являются: модель Круглова – Козачевского для сплошного бетона до образования трещин, модель Карпенко – для железобетона после образования трещин в бетоне, для арматуры используются полные диаграммы деформирования. На этой основе в ДонНАСА была разработана компьютерная программа «ПРОРАБ».

Изложение основного материала

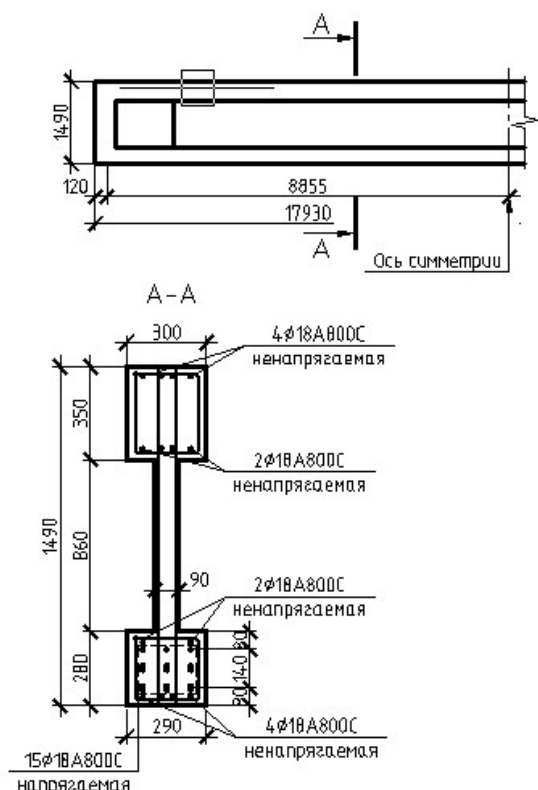
В настоящей работе представлены результаты численного анализа напряженно – деформированного состояния сборной железобетонной предварительно напряженной двутавровой стропильной балки СБЭ-18-2 серии Е-803 на различных этапах: создания предварительного напряжения, нагружения собственным весом, нагружения дополнительной (испытательной) нагрузкой на четырех шагах.

Исследуемая балка (рис.1) – двускатная, изготовлена из бетона с прочностью на сжатие 33МПа в момент передачи предварительного напряжения и 38МПа при испытании, предварительно напряженная продольная арматура класса АIV (в расчете применялся аналог А800) площадью поперечного сечения 3,81см² (см. рис.1), Способ натяжения – на упоры силового пола.

Для получения сопоставимых данных о несущей способности рассматриваемой конструкции в расчете использованы прочностные характеристики материалов, которые соответствуют примененным в испытании балки. Для бетона прочность на сжатие, соответствующая условному классу бетона В38, арматуры – по диаграмме деформирования арматуры класса А800 (рабочая арматура полок балки - напрягаемая и ненапрягаемая) и арматуры А400 (поперечная арматура и ненапрягаемая арматура стенки балки).

В результате расчета для различных уровней нагружения на стадиях до и после образования трещин получены: деформации бетона и арматуры, напряжения в бетоне и в арматуре, прогибы балки.

а)



б)

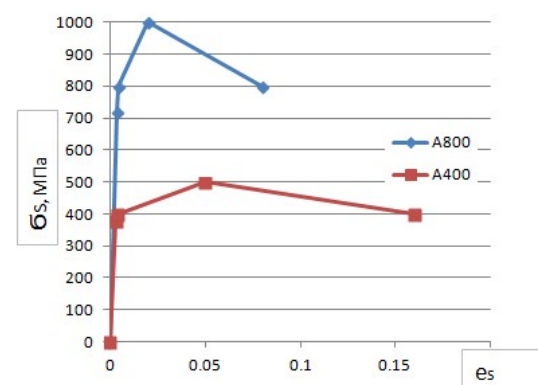


Рис.1. Стропильная балка СБЭ-18-2: а) общий вид балки, принятый в расчете, б) диаграммы деформирования арматуры

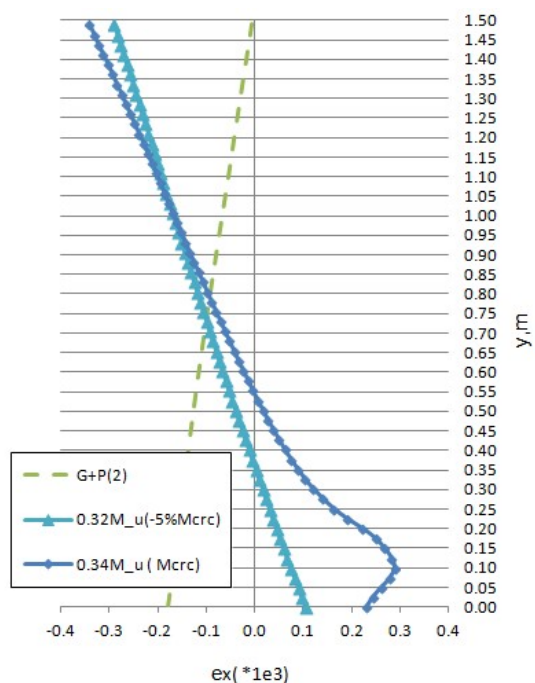
Распределение продольных линейных относительных деформаций по высоте нормального сечения в середине пролета показаны на рис. 2.

Эпюры этих деформаций при нагружении собственным весом и предварительным напряжением после реализации вторых потерь (обозначено $G+P(2)$) и в процессе приложения дополнительного испытательного нагружения вплоть до образования трещины в этом сечении (включая момент сразу после образования первой трещины) при уровнях нагружения, характеризуемых величинами изгибающего момента в середине пролета $0,32 M_u$ и $0,34 M_u$, или, соответственно, около $0,95 M_{срс}$ и $M_{срс}$, где M_u – предельный изгибающий момент в этом сечении, показаны на рис. 2а, а в процессе приложения дополнительного испытательного нагружения после образования трещины в этом сечении вплоть до разрушения при уровнях нагружения, характеризуемых величинами изгибающего момента в середине пролета $0,34 M_u = M_{срс}$, $0,5 M_u$, $0,75 M_u$, M_u – на рис. 2б.

На рис. 2а показано распределение деформаций в сплошной (без трещин) балке при нагружениях $G+P(2)$ и $0,32 M_u$, которое, как легко усмотреть, хорошо описывается гипотезой прямой нормали, и распределение максимальных (в сечении с трещиной) деформаций при нагружениях $0,34 M_u = M_{срс}$, где видно увеличение деформаций в сечении по трещине,

которая проникла в тело балки приблизительно на 350 мм. Деформации на рис. 2б показаны только для нетреснувшей части сечения, они также хорошо подчиняются гипотезе прямой нормали.

а)



б)

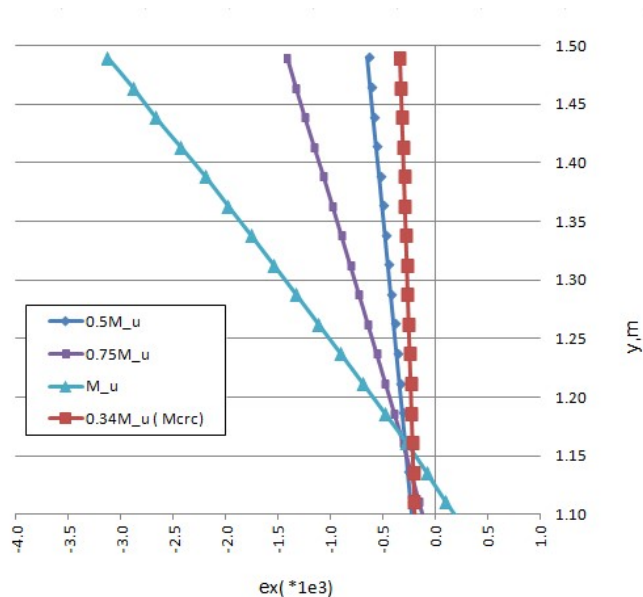


Рис.2. Горизонтальная деформация в вертикальном сечении (середина балки), а) до образования трещины в середине балки, б) после образования трещин до разрушения

Эпюры нормальных напряжений в бетоне в этом же сечении показаны на рис. 3а (при нагружении G+P(2) и дальнейшем нагружении до уровней $0,5 M_{cr}$, $0,95 M_{cr}$ и M_{cr}), и на рис. 3б (при нагружении до уровней $0,5 M_u$, $0,75 M_u$, M_u). Уровень $0,5 M_{cr}$ (рис. 3а) приблизительно соответствует уровню погашения обжатия нижнего волокна балки; на этом же рисунке на эпюре напряжений при уровне нагружения, характеризуемом изгибающим моментом $0,95 M_{cr}$, виден участок сечения высотой около 90 мм, где реализовалась нисходящая ветвь диаграммы растяжения бетона, а на эпюре при изгибающем моменте M_{cr} , участок в пределах 350 – 400 мм от нижней грани – нисходящая ветвь этой эпюры, на участке в пределах 150 – 350 мм – напряжения, отвечающие работе остаточных нормальных связей зацепления берегов трещины, и, наконец, на участке 0 – 150 мм – отсутствие каких – либо напряжений вследствие разрушения указанных связей. На рис. 3б на эпюре, соответствующей предельному состоянию по несущей способности, виден участок реализации нисходящей ветви диаграммы сжатия бетона.

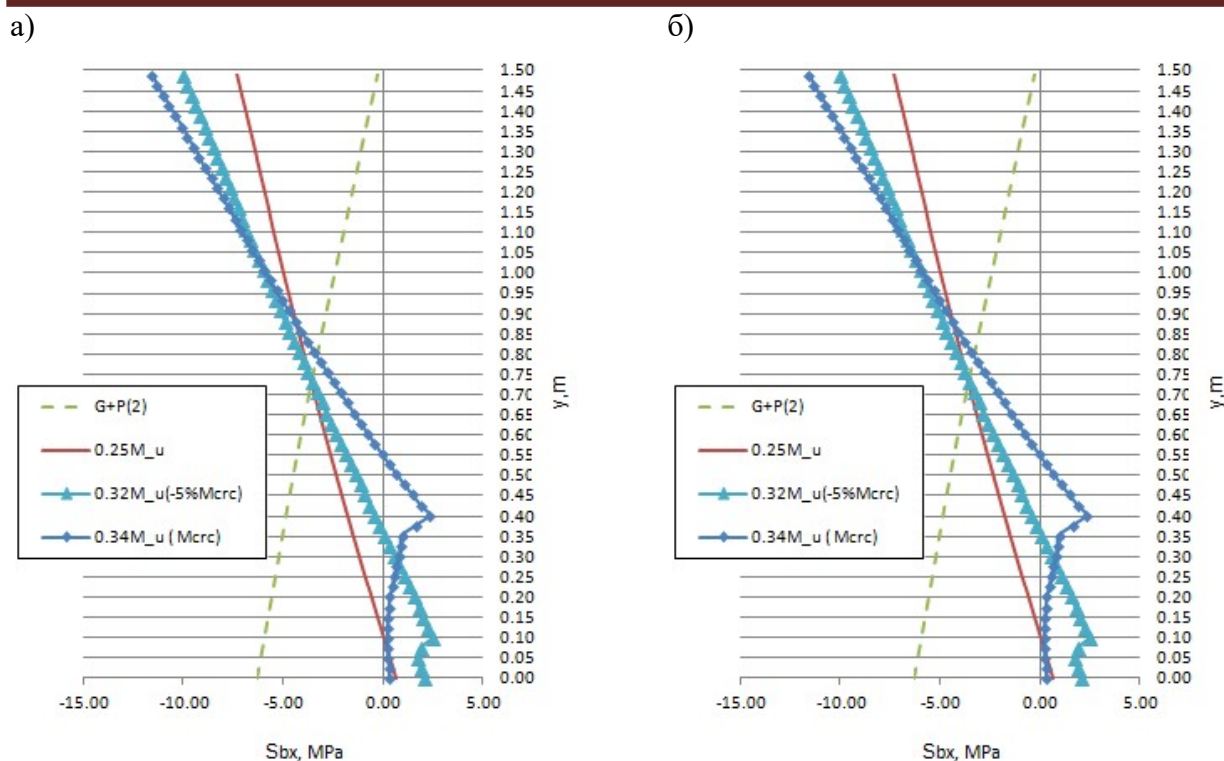


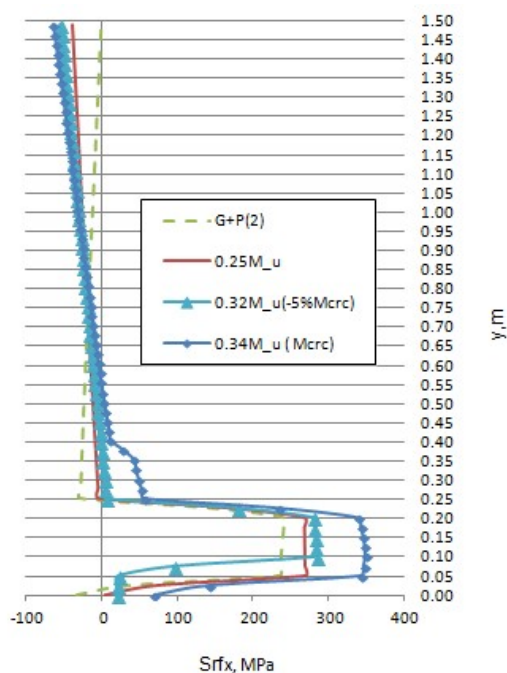
Рис.3 Напряжения в бетоне в вертикальном сечении (середина балки), а) до образования трещины в середине балки, б) после образования трещин до разрушения

Распределение нормальных напряжений в продольной арматуре при нагружении балки вплоть до момента сразу после образования трещины в сечении посередине пролета показано на эпюрах на рис. 4а. Эти эпюры показаны непрерывными линиями, имея в виду наличие конструктивной продольной арматуры, распределенной по высоте балки. Анализ показал, что усилие предварительного напряжения, как и предполагает [1], до образования трещины вызывает деформирование балки как сплошного стержня, подчиняющегося гипотезе прямой нормали; после образования трещины усилие в предварительно напряженной арматуре возросло в сечении с трещиной вследствие неравномерности их распределения вдоль стержня в зоне одиночной трещины или на шаге трещин после образования их системы, а также вследствие более заметной концентрации предварительных напряжений в предварительно напряженной арматуре после образования трещины.

На рис. 4б показан график изменения напряжений в напрягаемой арматуре по мере роста нагрузки. На нем виден скачок в зоне сечения, где относительный пролетный момент равен 0,3, что отражает скачкообразное снижение пластического момента сопротивления сечения балки после образования первой трещины. До образования трещины график практически линейен (вследствие нелинейности диаграммы деформирования бетона пластический момент сопротивления сечения балки снижается, но не настолько, чтобы заметно отразиться на графике); после образования трещин график вначале искривляется

вследствие образования сгущающейся системы трещин (пластический момент сопротивления сечения балки заметно снижается на каждом шаге нагружения), а затем шаг трещин стабилизируется и падение пластического момента сопротивления сечения балки замедляется.

а)



б)

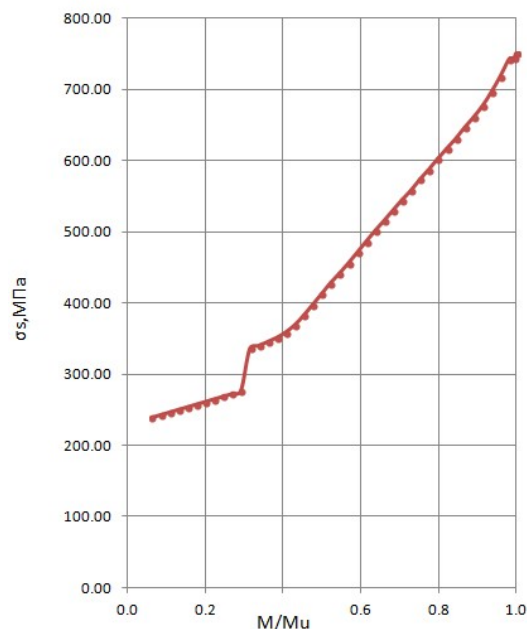


Рис.4. Напряжения в арматуре в вертикальном сечении (середина балки), а) вплоть до образования трещины в середине балки, б) изменение напряжений в напрягаемой арматуре по мере роста нагрузки

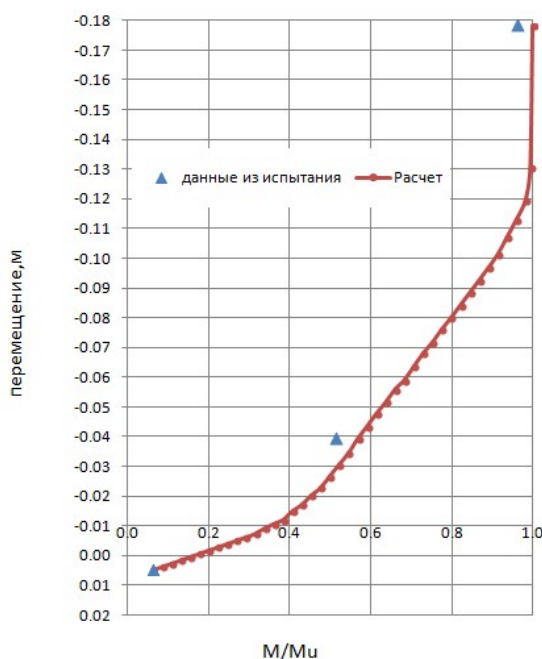


Рис.5. Прогиб середины балки по шагам нагрузки, м

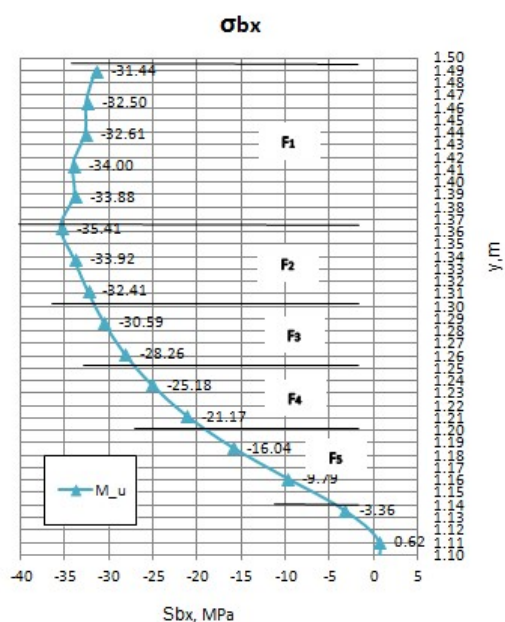
График изменения прогиба балки в середине пролета по мере нагружения показан на рис. 5. Он состоит из трех участков; на первом график практически линейен, как и график изменения напряжений в преднапряженной арматуре, на втором он слабо искривлен в сторону меньших прогибов, на третьем, почти вертикальном, участке график отражает лавинообразное нарастание прогиба. Нанесенные на график экспериментальные точки хорошо отвечают данным расчета.

Для оценки адекватности программы результаты расчета были сопоставлены с результатами испытания описанной выше балки [22].

Отклонение расчетных значений параметров состояния от экспериментальных составили: по нагрузке образования трещин в середине балки -11,9% , по разрушающей нагрузке – 4,22%, для прогибов при контрольной нагрузке ($0,5M_u$), отличие – 23,4% или ($40,0 - 30,7=9,3$ мм). Также выполнено сопоставление момента внутренних сил бетона и арматуры в вертикальном сечении балки, с моментом от внешней нагрузки (см. рис 6), расчетное отклонение составило 0,07%.

Сопоставление предельного момента пролетного сечения как момента внутренних сил с изгибающим моментом, определенным в процессе испытания балки по предельной испытательной нагрузке как момент внешних сил, показало, что они практически совпали.

а)



б)

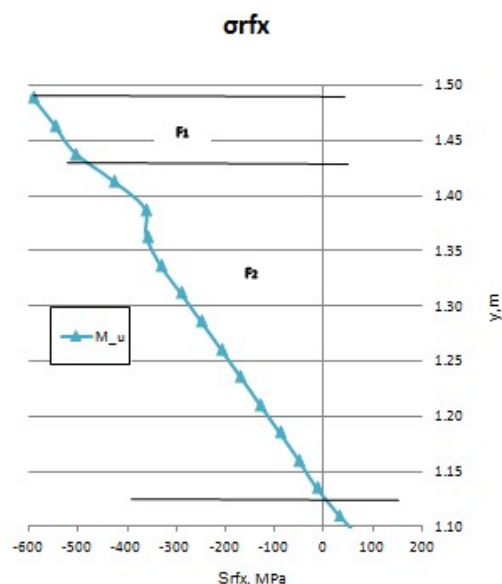


Рис. 6. Схема определения момента внутренних сил в вертикальном сечении относительно центра тяжести растянутой арматуры а) в бетоне сжатой зоны б) в арматуре

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

Таблица 1 – Момент внутренних сил в бетоне

№	Yi	σ_{bi}	$N_{bi}=F_i \cdot t$	H _i	$M_b=N_{bi} \cdot H_i$	
0	1.49	31.44	0	0	0	
1	1.36	35.41	1.30	1.33	1.73	
2	1.30	31.50	0.60	1.23	0.74	
3	1.25	26.72	0.44	1.18	0.51	
4	1.20	18.61	0.34	1.13	0.38	
5	1.14	5.12	0.21	1.07	0.23	
					$\sum M_{b,i}$	MНМ
					3.59	

Таблица 2 – Момент внутренних сил в арматуре

№	Fr _{fi}	σ_{rfi}	$N_{rf}=F_{rfi} \cdot \sigma_{rfi}$	H _i	$M_b=F_i \cdot t \cdot H_i$	
1	1.01E-03	549.8	0.554	1.355	0.75	
2	1.48E-04	234.75	0.035	1.27	0.04	
				$\sum M_{rf,i}$	0.79	MНМ
				$M_b + M_{rf} =$	4.387	MНМ
				M _u	4.390	MНМ
					$\Delta, \%$	-0.07

Естественно, единичное сопоставление не дает оснований для суждения об оценке погрешности расчетов, обеспечиваемой программой, но близость результатов расчетного и экспериментального определения различных параметров состояния балки дает основание говорить об определенной адекватности всей совокупности используемых ею моделей деформирования и разрушения материалов и методов анализа напряженно – деформированного состояния конструкции.

Заключение

1. Приведенные в работе результаты численного анализа напряженно – деформированного состояния двутавровой предварительно – напряженной железобетонной балки и их сопоставление с экспериментальными данными свидетельствуют о достаточной адекватности принятых в алгоритме, реализованном в программе «ПРОРАБ», моделей деформирования материала и методов анализа полученной математической модели железобетонной конструкции (метод неполной дискретизации как метод дискретизации области и модифицированный метод Ньютона как метод линеаризации нелинейной математической модели конструкции).
2. Выполненный в настоящей работе анализ выявил основные особенности процесса формирования напряженно – деформированного состояния исследованной балки (моменты

изменения характера нарастания деформаций, напряжений и перемещений; вид эпюр деформаций и напряжений в нормальном сечении).

3. Представляется целесообразным дальнейшее развитие продемонстрированного в работе подхода (обогащение библиотеки моделей деформирования материалов, введение в нее моделей работы контакта бетон – арматура и др.).

Список литературы

1. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Текст]. - М.: Стандартинформ, 2019. – 132 с.
2. Eurocode 2: Design of concrete structures[Текст] - Part 1-1 : General rules and rules for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]; Brussels : CEN, 2011. – 178 p.
3. Яковленко, Г.П. Нелинейный расчет армированных стержней и стержневых конструкций[Текст]. – Л.: Издательство Ленинградского университета, 1988.-136с.
4. Кац А.С. Расчет неупругих строительных конструкций[Текст]. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-е, 1989. – 168с.
5. T. Y. Lin. Design of prestressed concrete structures [Текст] / Lin T. Y., N. H. Burns John Wiley & sons – New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore. 1981. – 326 pp.
6. Пересыпкин Е.Н. Расчет стержневых железобетонных элементов[Текст]. – М.: Стройиздат, 1988. – 168с.
7. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона[Текст]. М.: Стройиздат, 1996. - 416 с.
8. Колчунов В. І. Фізичні моделі опору стержневих елементів залізобетонних конструкцій[Текст]: автореф. дис...канд. техн. наук :05.23.01 / В. І. Колчунов. - Київ, 1997. – 33 с.
9. Колчунов В. И. Об использовании гипотезы плоских сечений в железобетоне[Текст]/ В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – Орел : Орел ГТУ, 2011. – № 6. – С. 21 – 27.
10. Демьянов А. И. Трансформационный элемент между зависимостями механики разрушения уравнениями теории железобетона в условиях сложного сопротивления[Текст] / А. И. Демьянов, И. А. Яковенко // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 14(1) – 2018. – с. 46 – 56.
11. Feng D. C. Softened Damage-Plasticity Model for Analysis of Cracked Reinforced Concrete Structures[Текст] / D. C. Feng, X. D. Ren, and J. Li // Journal of Structural Engineering, 2018. – Pp. 588 – 612.
12. Vaško M. The damage analysis of thereinforced concrete beam and the prestressed reinforced concrete beam[Электронныйресурс]/ M.Vaško, M.Handrik , M.Rác , V. Baniaril , J.Kortiš , L. Daniel//MATEC Web of Conferences 157, 02055 (2018). –Режимдоступа : <https://doi.org/10.1051/matecconf/201815702055> MMS 2017.
13. Feng D. C. Progressive collapse performance analysis of precast reinforced concrete structures[Электронныйресурс]/D. C. Feng, Z. Wang, G. Wu // The structural design of Tall and Special Buildings. 2017. P. 1 – 21.- Режим доступа:<https://doi.org/10.1002/tal.1588>.
14. Канторович Л.В. Один прямой метод приближенного решения задачи о минимуме двойного интеграла[Текст] // Изв. АН СССР, ОМЭН. - № 5. - 1933. - С. 647 - 652.
15. Власов В.З. Строительная механика тонких упругих пластинок[Текст] // Прикл. матем. и мех. - 10. - № 1. - 1946. - С. 173 - 192.

16. Милейковский И.Е. Метод исходных уравнений при расчете пологих оболочек на ЭЦВМ[Текст] // Новые методы расчета строительных конструкций. –М.: Стройиздат, 1968. –с.18-21.
17. Левин В.М., Митраков В.А. Напряжённо-деформированное состояние и разрушение неупругих складчатых систем с проёмами[Текст] // Вестник НИЦ «Строительство» Исследования по теории сооружений.- Вып. 3-4(XXVIII). – М., 2011. – С.146-156.
18. Научные основы обеспечения надежности и экономичности шахтных копров[Текст] / В. Н. Кущенко, В. М. Левин, В. Ф.Мушанов,Г.В.Степанов, В. ИДворников,Н.А.Кудрейко,В.А.Кулиш. =Макеевка: ДонНАСА, 2012.– 462 с.
19. Левин В. М. Расчет дефектных и усиленных конструкций методами МДТТ[Текст] / В. М. Левин, А. А. Калюжный, В. В. Тришкина// Мониторинг техногенной безопасности и обеспечение безаварийной эксплуатации зданий, сооружений и инженерных сетей / Материалы Второго регион. совещ. (г. Макеевка, 17 мая 2000 г.) – Макеевка: ДонГАСА, 2004. – с. 102 – 106.
20. Левин В. М. Расчет железобетонных стержневых и пространственных конструкций при наличии концентраторов напряжений[Текст] / В. М. Левин // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всесоюзной (международной) конференции п о бетону и железобетону 5 – 9 сентября 2005 г. Москва; в 5 томах. НИИЖБ 2005. Том 2. Секционные доклады. Секция «Железобетонные конструкции зданий и сооружений». – с. 495 – 502.
21. Левин В. М. Влияние глубины дефекта на напряженно – деформированное состояние монолитной железобетонной балки[Текст] / В. М. Левин, О. И. Дорощенко // Современные проблемы строительства / Ежегодный научно – технический сборник. Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, 2006. С. 260 – 266.
22. Описание испытания балки СБЭ-18-2 [Электронный ресурс] – Режим доступа :<http://fccland.ru/zhelezobeton/26-predvaritelno-napryazhennye-zhelezobetonnye-balki.html>

ЧИСЛЕННЫЕ ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ БЕТОНА

М.Д. Панасюк^а, А.А. Петраков^а, Н.А. Петракова^а

^аГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»

Аннотация: Представлены результаты численных испытаний бетонных призм и кубов предельными нагрузками. Методика испытаний основана на новых расчетных моделях бетона как анизотропного материала, имеющего различную прочность при сжатии и растяжении.

Использованы уравнения пластического состояния, основанные на гипотезах теории пластического течения, унифицированные для разных материалов, таких как грунт основания, бетон, металл и т. п. Для всех материалов применяется теория прочности Мизеса – Шлейхера – Боткина. Характеристики прочности материалов, определенные по стандартным методикам, переопределяются для октаэдрических площадок, для которых они являются инвариантами. Задача решается методом конечных элементов (МКЭ). Расчетная модель МКЭ представлена сингулярными конечными элементами (тетраэдры, треугольные пластины, стержни). Это повышает точность описания траекторий нагружения в конечных элементах и обеспечивает однозначное соответствие уравнений состояния элементарным объемам конструкции. Использование сингулярных конечных элементов связано с большим объемом оперативной памяти для хранения матрицы жесткости системы, что существенно ограничивает круг практически разрешимых задач. Для устранения этого противоречия использован итерационный метод Ньютона – ПВР для решения уравнений равновесия при расчете конструкций методом конечных элементов. Применен итерационный алгоритм, не требующий для своей реализации сборку матрицы жесткости системы. При этом объем оперативной информации пропорционален количеству конечных элементов в системе. При традиционном подходе, требующим сборки матрицы жесткости системы, объем оперативной информации пропорционален квадрату степени кинематической неопределимости системы. При использовании итерационного алгоритма достигается уменьшение размеров матрицы жесткости и существенное сокращение времени решения задачи. Приведены результаты нелинейного анализа бетонных конструкций. Показано, что работа бетона по нисходящей ветви является свойством конструкции образца, а не свойством материала. Нисходящая ветвь работы бетона является следствием разрушения материала за счет объемного растяжения и может быть получена вне рамок дилатансионных моделей.

Ключевые слова: анизотропная модель бетона, теория пластического течения, нисходящая ветвь работы бетона.

Введение

Статья посвящена совершенствованию расчетных моделей бетона с учетом его анизотропных свойств. Известны модели, основанные на уравнениях деформационной теории пластичности [1], пластического течения [2], смешанной задачи теории упругости и пластичности [3]. Предлагаемая модель основана на гипотезах теории пластического течения. Апробация модели выполнена в форме численных испытаний образцов бетона.

В исследованиях бетон рассматривается как анизотропный материал, имеющий

различную прочность при сжатии и растяжении. Предполагается независимое деформирование при девиаторном и объемном нагружении. При этом диаграмма прочности является функцией средних напряжений при объемном деформировании. Дилатансионные явления не учитываются. Уровень нагружения ограничивается предельной сжимаемостью бетона. Уравнения состояния основаны на гипотезах теории пластического течения и приняты в соответствии с работой [4]. Расчетная модель представлена ансамблем сингулярных конечных элементов (тетраэдров). Решение задачи выполняется итерационным методом Ньютона – ПБР, адаптированным к расчетной схеме МКЭ [5]. Численная реализация выполнена с применением исследовательского программного комплекса Panama [5].

1.Методика исследований

Прочностные характеристики бетона определяются на основании стандартных испытаний на одноосное сжатие и растяжение. По результатам этих испытаний строится диаграмма прочности бетона с параметрами в уравнении прочности Кулона – Мора (рис. 1).

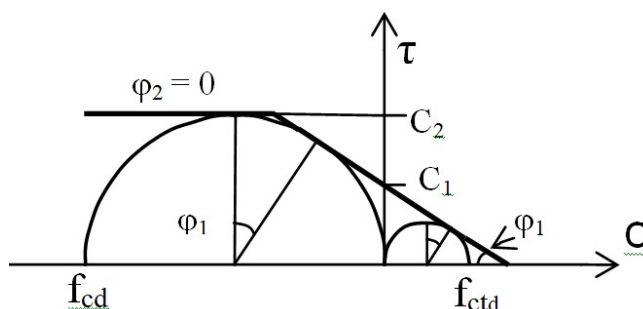


Рис. 1. Диаграмма прочности при испытании бетона на сжатие - растяжения для определения параметров прочности в уравнении Кулона – Мора

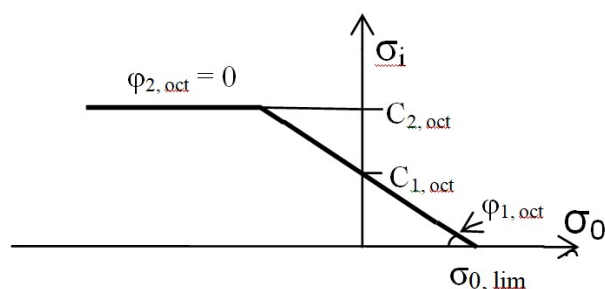


Рис. 2. Диаграмма прочности бетона для определения параметров в уравнении Мизеса – Шлейхера – Боткина

Параметры прочности бетона в уравнении Кулона – Мора определяются по формулам, вытекающим из чертежа на рисунке 1:

$$\sin(\varphi_1) = \frac{f_{cd} + f_{ctd}}{f_{cd} - f_{ctd}}; \quad C_1 = \frac{f_{ctd}}{2} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi_1)}{\cos(\varphi_1)}; \quad \varphi_2 = 0; \quad C_2 = -\frac{f_{cd}}{2}. \quad (1)$$

В численных исследованиях используются инвариантные характеристики прочности бетона, отнесенные к октаэдрической площадке, которые являются параметрами в уравнении прочности Мизесе – Шлейхера – Боткина (рис.2).

Параметры прочности бетона, отнесенные к октаэдрической площадке, вычисляются по формулам, полученным в работе [4]:

$$c_{oct} = 2 \cdot c \cdot \cos(\varphi); \quad \varphi_{oct} = \arctg(3 \cdot \sin(\varphi)). \quad (2)$$

Примечание: Формулы (2) применяются для каждой ветви билинейной диаграммы прочности по рисунку 2.

Диаграмма сдвига бетона принимается в виде билинейной диаграммы Прандтля, в которой величина интенсивности напряжений при текучести определяется по диаграмме прочности (рис. 2). При этом линейная зависимость между интенсивностями деформаций и напряжений принимается с коэффициентом $3G$, где G – модуль сдвига бетона. Девиаторное нагружение рассматривается как сложное.

Диаграмма объемного деформирования бетона приведена на рисунке 3. При этом в области сжатия принимается линейная зависимость между средними деформациями и напряжениями с коэффициентом $3K$, где K – модуль объемной деформации бетона. В области объемного растяжения фиксируется прочность материала при объемном растяжении и соответствующая ей величина средней объемной деформации растяжения. Диаграмма объемного деформирования бетона ассоциирована с диаграммой прочности (рис. 2). Параметры диаграмма объемного деформирования бетона (рис. 3) определяются по формулам:

$$\sigma_{0,\text{lim}} = \frac{c_{1,\text{oct}}}{\text{tg} \varphi_{1,\text{oct}}}; \quad \varepsilon_{0,\text{lim}} = \frac{\sigma_{0,\text{lim}}}{3 \cdot K}. \quad (3)$$

В диапазоне изменения объемных деформаций от $\varepsilon_{0,\text{lim}}$ до $2\varepsilon_{0,\text{lim}}$ объемные напряжения σ_0 уменьшаются от $\sigma_{0,\text{lim}}$ до нуля и при больших объемных деформациях остаются нулевыми. Переменное нагружении по объемным деформациям считается условно простым (квази упругим).

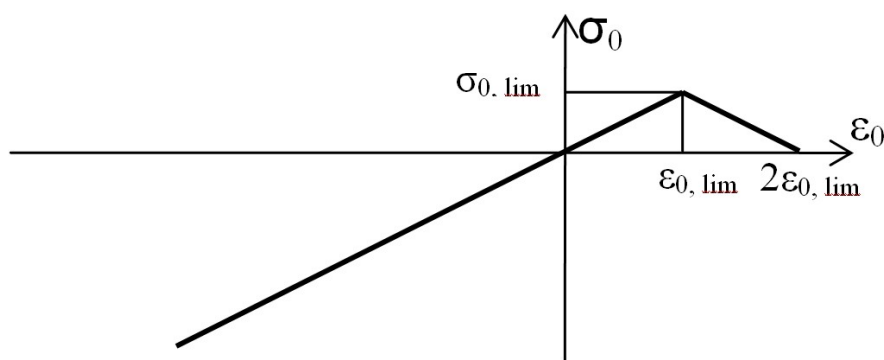


Рис. 3. Диаграмма объемного деформирования бетона

Модуль сдвига и модуль объемной деформации бетона вычисляются по заданным в исходных данных модулю деформации (E) и коэффициенту Пуассона (ν) бетона по известным формулам:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)}, \quad (4)$$

2. Результаты численных исследований

Численные испытания выполнены на призмах 100x100x300 мм и на кубиках 100x100x100 мм. Исследовались разрушающие нагрузки в зависимости от формы образца. Для призм исследовано влияние граничных условий на торцах. Материал - бетон класса по прочности C20/25 (B25). Коэффициент Пуассона 0,25. При кратковременных испытаниях $E = E_0$, при длительных испытаниях $E = 0,4E_0$, где E_0 – начальный модуль деформации бетона. Нагружения осуществляются в перемещениях торца образца.

Исходные данные для бетона класса по прочности C20/25 (B25) и вычисленные по ним производные характеристики приведены в таблице 1.

Таблица 1 - Исходные данные для бетона класса по прочности C20/25 (B25)

Деформационные		Прочностные характеристики (МПа, град.)					
E, ГПа	23 (9,2)	f_{cd}	14,5	φ_1	59,9	$\varphi_{1, oct}$	68,93
ν	0,25	f_{ctd}	1,05	c_1	1,99	$c_{1, oct}$	1,996
G, ГПа	9,2 (3,7)	$\sigma_{0, lim}$	0,769	φ_2	0	$\varphi_{2, oct}$	0
K, ГПа	15,3(6,1)	$\varepsilon_{0, lim}$	$1,67 \cdot 10^{-5}$	c_2	7,25	$c_{2, oct}$	14,5

Примечание: В скобках указаны деформационные характеристики бетона при длительном нагружении

По результатам численных исследований построены диаграммы деформирования образцов бетона в осях "осевая деформация – среднее напряжение" (рис. 4 – 6).

При разрушении призмы среднее напряжение в бетоне равно расчетному сопротивлению бетона сжатию f_{cd} , заданному в исходных данных (таб. 1). Таким образом, расчетная модель адекватно описывает работу бетонной конструкции, каковой является призма. При разрушении кубика среднее напряжение в бетоне превышает расчетное сопротивление бетона сжатию на 17%. По справочным данным [6] это превышение должно составлять (25 ... 33,3)%. Объяснением этого может являться заниженная прочность бетона при одноосном растяжении f_{ctd} , заданная в исходных данных (таб. 1). Осевая деформация, соответствующая достижению в бетоне максимальных напряжений, составляет при длительных испытаниях призм и при кратковременных испытаниях кубиков 1,7‰. Это согласуется с данными норм на проектирование железобетонных конструкций [7].

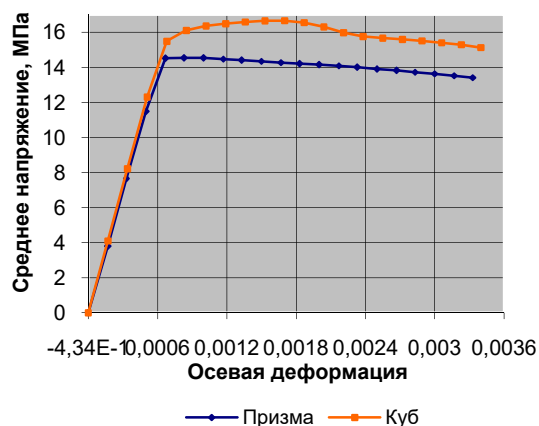


Рис. 4. Сравнительные диаграммы деформирования призмы и кубика

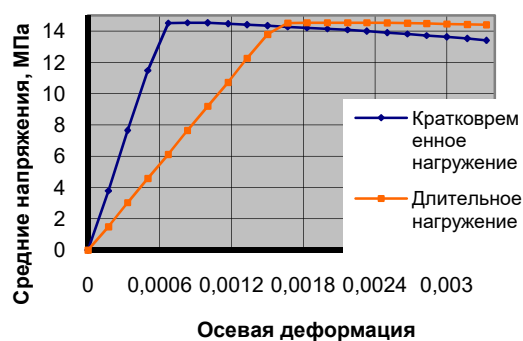


Рис. 5. Диаграммы деформирования призм при кратковременных и длительных испытаниях

При кратковременных испытаниях призм максимальные напряжения в бетоне возникают при осевой деформации 0,65‰ (рис. 5). Дальнейшее нагружение призмы сопровождается уменьшением сжимающих напряжений в бетоне. В технической литературе это явление называют "работой бетона по нисходящей ветви". При достижении предельной сжимаемости бетона, которой соответствует осевая деформация 3,44‰, уменьшение сжимающих напряжений составляет 8,2% для призм и 12,7% для кубиков. В нормативных документах эта величина не нормируется. В соответствии с исследованиями [8] уменьшение расчетного сопротивления сжатию бетона по нисходящей ветви может составлять от 7% до 47%. При длительных нагружениях призм нисходящая ветвь работы бетона в наших исследованиях не зафиксирована.

Численные испытания призм при различных граничных условиях на торцах (рис. 6) свидетельствуют о том, что условия закрепления торцов не влияют на результаты испытаний образцов.

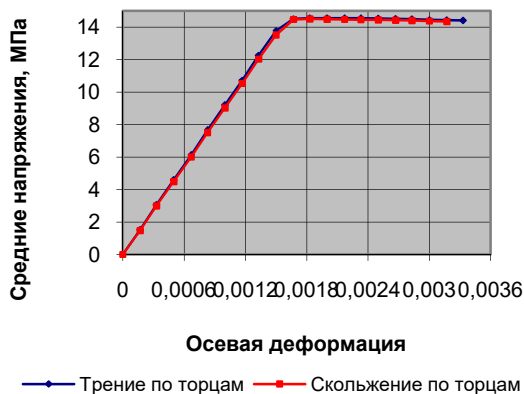


Рис. 6. Диаграммы деформирования призм при различных граничных условиях на торцах

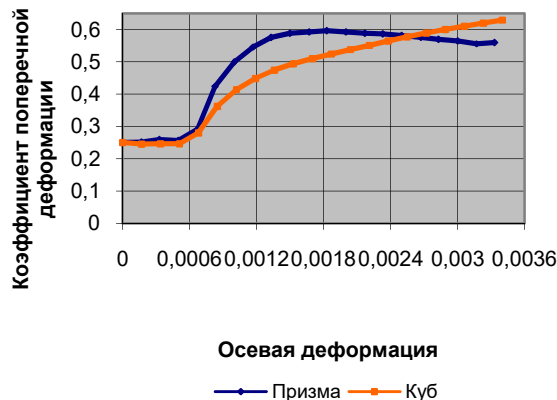


Рис. 7. Изменение коэффициентов поперечной деформации при нагружении бетонных образцов

Графики изменения в процессе нагружения призм и кубиков коэффициентов поперечной деформации представлены на рисунке 7.

Обозначим уровень нагружения образца бетона по деформациям (УД) как отношение осевой деформации к предельной сжимаемости бетона. До уровня нагружения 0,17 (осевая деформация 0,6‰) коэффициент поперечной деформации равен коэффициенту Пуассона, заданному в исходных данных (таб. 1). При уровне нагружения 0,29 для призмы и 0,44 для кубика коэффициент поперечной деформации равен 0,5, что соответствует переходу материала в стадию пластического течения. Максимальное значение коэффициента поперечной деформации для призмы составляет 0,6 и соответствует уровню нагружения 0,52. При дальнейшем нагружении призмы коэффициент поперечной деформации уменьшается до 0,55. При нагружении кубика коэффициент поперечной деформации монотонно возрастает до величины 0,64. Из приведенного анализа следует, что предложенная модель бетона позволяет учитывать в рамках теории пластического течения дилатансионные явления, связанные с объемным растяжением (разуплотнением) материала. В частности, начало работы бетона по нисходящей ветви (рис. 4) соответствует уровням нагружения бетонных образцов, при которых коэффициент поперечной деформации достигает значения 0,5.

Исследованы траектории нагружения характерных конечных элементов, расположенных в торце и посередине бетонных образцов. Соответствующие графики представлены на рисунках 8 и 9. Из приведенных графиков можно сделать следующие заключения. До начала пластического деформирования траектории нагружения КЭ в торце и посередине призмы практически линейны (рис. 8).

При пластическом деформировании в торце призмы происходит разгрузка, как по сдвиговым, так и по объемным напряжениям. При этом в конце нагружения в КЭ возникает объемное растяжение. При пластическом деформировании в середине призмы возникает разгрузка только по объемным напряжениям. При этом сдвиговые напряжения остаются постоянными.

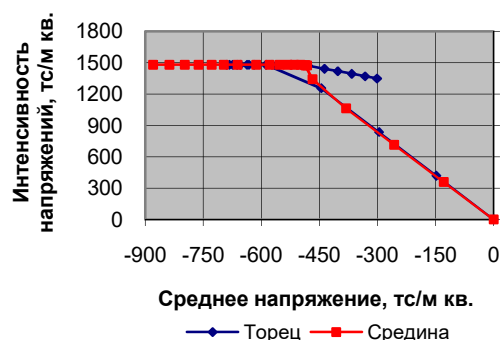
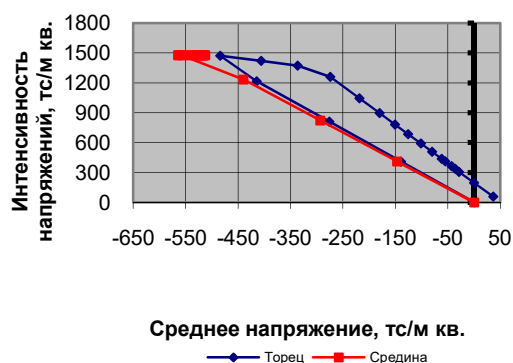


Рис. 8. Траектории нагружения характерных КЭ призмы

Рис. 9. Траектории нагружения характерных КЭ кубика

Аналогичные закономерности характерны и для траекторий нагружения КЭ в кубике (рис. 9). Отличие заключается в том, что в середине образца имеет место линейная траектория, переходящая в горизонтальный участок текучести. Разгрузка здесь отсутствует. В торце кубика начальное пластическое течение переходит в разгрузку, сначала только по объемным напряжениям, а затем и по сдвиговым напряжениям. Объемное растяжение в КЭ не достигнуто.

Различие в несущей способности (прочности) призмы и кубика объясняется тем, что в кубике торцы находятся в состоянии компрессионного сжатия, в то время как торцы призмы разрушаются в результате объемного растяжения (расширения).

На рисунках 10 и 11 представлены результаты исследования уровней нагружения характерных КЭ в призмах и кубиках. Здесь под уровнем нагружения следует понимать отношение интенсивности напряжений в КЭ к прочности материала при заданном значении среднего напряжения (диаграмма прочности на рис. 2). Таким образом, максимальный уровень нагружения 1,0 соответствует текучести по сдвиговым напряжениям.

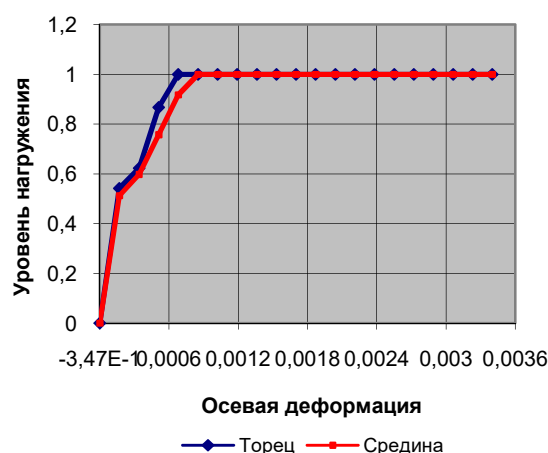


Рис. 10. Уровни нагружения характерных КЭ призмы

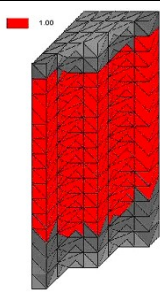
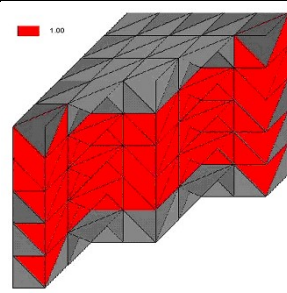
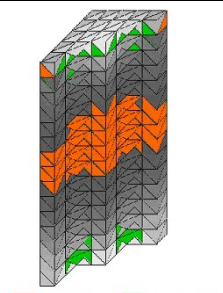
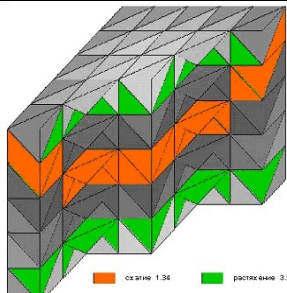
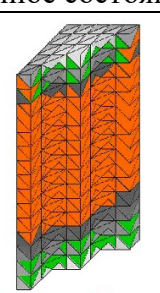
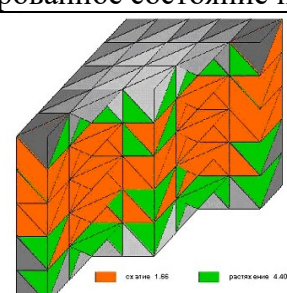
Рис. 11. Уровни нагружения характерных КЭ кубика

Предельные состояния по торцам и в середине призмы (рис. 10) достигаются в процессе нагружения одновременно. В кубике (рис. 11) предельные состояния при нагружении достигаются в середине образца с некоторым опережением по сравнению с торцами. Следствием этого является повышенная несущая способность кубика в сравнении с призмой.

В заключение приведем мозаики, характеризующие предельные состояния испытанных образцов по напряжениям и деформациям при различных уровнях нагружения (таб. 2).

Мозаики в таблице 2 относятся к кратковременным испытаниям образцов бетона. Характерно, что уже при УД 0,2 зоны текучести (КЭ, окрашенные в красный цвет) распространяются практически по всему объему образца за исключением его торцов. При уровне нагружения 0,8 в средней зоне образцов достигается предельная сжимаемость бетона (КЭ, окрашенные в оранжевый цвет). При этом на их торцах достигается предельная растяжимость (КЭ, окрашенные в зеленый цвет).

Таблица 2 - Мозаики, характеризующие предельные состояния испытанных образцов

Призма	Кубик
 <p>Напряженное состояние при УД 0,2</p>	 <p>Напряженное состояние при УД 0,2</p>
 <p>Деформированное состояние при УД 0,8</p>	 <p>Деформированное состояние при УД 0,8</p>
 <p>Деформированное состояние при УД 1,0</p>	 <p>Деформированное состояние при УД 1,0</p>

Примечание: УД - уровень нагружения образца бетона по деформациям, определяемый как отношение осевой деформации к предельной сжимаемости бетона.

При уровне нагружения 1,0 зоны предельной сжимаемости бетона распространяются практически на весь объем образца. На торцах зоны предельной растяжимости сливаются в замкнутые области. В кубике зоны предельной растяжимости развиваются в сердцевине образца по всей его высоте, что приводит к раскалыванию образца по вертикальным плоскостям. Качественный анализ напряженно-деформированного состояния испытанных образцов бетона согласуется с результатами количественного анализа на графиках рисунков 4 – 11.

Выводы

1. Прочностные характеристики бетона как анизотропного материала могут быть адекватно интерпретированы как параметры в уравнении прочности Кулона – Мора в соответствии с диаграммой прочности по рисунку 1 и формулами (1).
2. В численных исследованиях[, реализуемых с использованием уравнений состояния теории пластического течения, рекомендуется использовать инвариантные характеристики прочности бетона, вычисляемые как параметры в уравнении прочности Мизеса – Шлейхера – Боткина в соответствии с диаграммой прочности по рисунку 2 и формулами (2).
3. Для учета трещинообразования в бетоне рекомендуется использовать кусочно-линейную диаграмму объемного деформирования (рис. 3), ассоциированную с диаграммой прочности. Параметры указанной диаграммы могут быть определены по формулам (3).
4. Адекватность предложенной модели бетона установлена по результатам численных испытаний призм и кубиков. При этом средние напряжения при разрушении призмы равны заданному в исходных данных расчетному сопротивлению бетона при одноосном сжатии f_{cd} . Средние напряжения при разрушении кубика превышают расчетное сопротивление бетона при одноосном сжатии на (17 ... 22)%, что согласуется со справочными данными.
5. При кратковременных испытаниях образцов бетона установлено явление, которое описано в технической литературе как "работа бетона по нисходящей ветви". При этом снижение средних напряжений в момент разрушения образца составило до 12%. Можно сделать вывод о том, что "работа бетона по нисходящей ветви" не является свойством материала, а является свойством конструкции, которую представляет испытываемый образец.
6. При разрушении образцов достигается предельная сжимаемость бетона практически по всей высоте образца и предельная растяжимость с образованием трещин в опорных зонах. Для кубиков наблюдается их раскалывание на блоки вертикальными трещинами. В момент разрушения коэффициент поперечной деформации превышает предельное значение 0,5,

принятое в классической теории пластичности, и достигает величины 0,6 – 0,65. Из этого следует, что адекватный анализ работы бетона вплоть до достижения его предельной сжимаемости может осуществляться с использованием предложенной модели, которая косвенно учитывает дилатансионные явления.

Список литературы

1. Гениев Г. А., Кисюк В. Н., Тюпин В. А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 216 с.
2. Клованич С. Ф. Модель течения связных грунтов // Світ геотехніки. – 2012. - №1. – с. 16 – 20.
3. Петраков А. А. Практические методы решения упругопластических задач при сложном нагружении бетонных конструкций // Современные проблемы строительства. – Донецкий ПромстройНИИпроект. ООО "Лебедь", 1999. – с. 65-69.
4. Петраков А.А. Исследование уравнений состояния теории пластического течения // Будівельні конструкції, вип. 71. – Київ: НДІБК, 2008. – с. 77 – 87.
5. Петраков А. А., Петракова Н. А., Панасюк М. Д. Решение нелинейных задач МКЭ методом Ньютона – ПВР. // Современные проблемы строительства. – ДонНАСА, вып. 3. – Макеевка, 2017. – с. 65 – 69.
6. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Высш. шк., 1987. – 384 с.
7. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – 2011. – 71 с.
8. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона. – К.: НИИСК, 1987. – 25 с.

ПРОВЕРКА ВЕРТИКАЛЬНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ В УСЛОВИЯХ РЕКОНСТРУКЦИИ

С.А. Фоменко ^а

^а Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, г. Макеевка, ДНР

Аннотация. В докладе рассмотрены строительные конструкции производственного корпуса комплекса зданий бывшего завода по производству бариевых ферритовых порошков. В связи с нарушением системы связей в здании, а также вследствие демонтажа подкрановых балок, мостового крана и кранового оборудования без специального проекта производства работ возникла задача исследования геометрического положения колонн здания из плоскости поперечных рам. Приведена методика проведения экспериментальных исследований и их результаты.

Ключевые слова: вертикальность колонн, железобетонная колонна, реконструкция, производственное здание.

Работы по обследованию строительных конструкций производственного корпуса комплекса зданий бывшего завода по производству бариевых ферритовых порошков выполнялись ООО «Архитектурно-конструкторское бюро «МОДУС» с целью оценки действительного технического состояния основных несущих конструкций зданий, оценки возможности реконструкции, разработки рекомендаций по обеспечению нормальной эксплуатации [1-9].

Объемно-планировочные и конструктивные решения здания

Начало строительства комплекса зданий по адресу: г. Донецк, Куйбышевский р-н., ул. Умова, 1 – 1980 г., завершение строительства – 1982 г.

Комплекс зданий построен для изготовления бариевых ферритовых порошков мощностью 12000 тонн в год. Производственный блок был предназначен для производства порошков, складирования сырья и готовой продукции перед отправкой потребителям. Для монтажных работ над существующим оборудованием использовались мостовые краны грузоподъемностью 10 т. Общие виды комплекса зданий представлены на рис. 1...3.

Комплекс зданий можно разделить условно на четыре блока, конструктивно разделенных деформационными или температурными швами и имеющие различные высоты. В осях 1-7 А-Г расположен четырехэтажный административно бытовой блок, в осях 1-7 Г-Р – двухэтажный производственный блок; в осях 7/1-33 Г-Л – основной производственный блок; в осях 7/1-33 А-Г – многоэтажный производственный блок.

Производственный блок в осях 1-7 Г-Р выполнен по каркасной конструктивной схеме. Каркас блока – железобетонный. Общая устойчивость производственного блока обеспечена жесткостью рамных узлов каркаса, системой вертикальных связей по колоннам, горизонтальных связей по покрытию, наличием жесткого диска перекрытия на отм. +7,200.

Производственный блок в осях 1-7 Г-Р – двухэтажный, прямоугольной формы в плане, габаритными размерами 36,24х60,49м и высотой 26,0м.

Фундаменты – столбчатые, выполнены по сериям:

- 1.412-3 в.1-1, 1-2 в.2 для одноветвевых колонн;

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

- ИИ-04-1 в.4 для одноветвевых колонн сечением 30х30см и 40х40см;
- 1.412-2 в.1, 1-2 в.2 для двухветвевых колонн;

Отметка заложения фундаментов -2,550м. Фундаментные балки выполнены по серии 1.415-1 вып.1. Связи-распорки выполнены по серии ИИ-04-18в.1.

Фундаменты смонтированы на основание из утрамбованного щебня, покрытого битумом.



Рис. 1. Общий вид комплекса зданий



Рис. 2. Фасад блока



Рис. 3. Общий вид внутри блока

Наружные колонны – сборные железобетонные, двухветвевые по серии КЭ-01-52 вып.1, КЭ-01-55 вып.2. Стальные стойки фахверка выполнены по серии СТ -02-31 вып.6, КЭ-01-55 вып.2.

Внутренние колонны – сборные железобетонные, по серии ИИ(Э) 22-1/73.

Ригели – сборные железобетонные, по серии ИИ23-1/70, ИИС23-1.

Перекрытия – сборные по серии ИИ-24-1(П1-6-1...35, П2-5-2...5, П3-5-1...11, П4-5-1...2, П5-6-1...24, ПЗ-5-12).

Покрытие блока выполнено из стальных ферм с треугольной решеткой и параллельными поясами по серии 1.460-2в.1. Материал конструкций ферм: сталь 14Г2-6 – для поясов стропильных ферм, для поясов и раскосов подстропильных ферм; сталь ВСтЗсп5

для узловых фасонки; ВСтЗпс6 для раскосов и стоек стропильных ферм, стоек подстропильных ферм, конструкций фонаря; ВСтЗкп2 для остальных элементов. Конструкции зенитных фонарей выполнены по серии 1.464-11.

Плиты покрытия – сборные по серии 1.465-7 в.1,3,4,12.

Наружные стены – сборные легбетонные панели по серии СТ-02-31 вып.2.

Основание полов здания – цементно-песчаная стяжка, толщиной 100 мм.

Окна – ленточное остекление, стальные рамы.

Двери и ворота – стальные.

Производственный блок в осях 7/1-33 Г-Л выполнен по каркасной конструктивной схеме. Каркас блока – железобетонный. Общая устойчивость блока обеспечена жесткостью рамных узлов каркаса, системой вертикальных связей по колоннам, горизонтальных связей по покрытию, наличием подкрановых балок. Внутри блока располагаются железобетонные разноуровневые этажерки.

Производственный блок в осях 7/1-33 Г-Л – одноэтажный, прямоугольной формы в плане, габаритными размерами 36,77х156,56м и высотой 22,8м.

Фундаменты – столбчатые, выполнены по сериям:

– 1.412-3 в.1-1, 1-2 в.2 для одноветвевых колонн;

– ИИ-04-1 в.4 для одноветвевых колонн сечением 30х30см и 40х40см;

– 1.412-2 в.1, 1-2 в.2 для двухветвевых колонн;

Отметка заложения фундаментов -2,550м. Фундаментные балки выполнены по серии 1.415-1 вып.1. Связи-распорки выполнены по серии ИИ-04-18 в.1.

Фундаменты смонтированы на основание из утрамбованного щебня, покрытого битумом.

Наружные колонны – сборные железобетонные, двухветвевые по серии КЭ-01-52 вып.1, КЭ-01-55 вып.2. Стальные стойки фахверка выполнены по серии СТ -02-31 вып.6, КЭ-01-55 вып.2.

Внутренние колонны – сборные железобетонные, по серии ИИ(Э) 22-1/73.

Ригели – сборные железобетонные, по серии ИИ23-1/70, ИИС23-1.

Перекрытия внутренних площадок – сборные по серии ИИ-24-1 (П1-6-1...35, П2-5-2...5, ПЗ-5-1...11, П4-5-1...2, П5-6-1...24, ПЗ-5-12).

Плиты покрытия – сборные по серии 1.465-7 в.1,3,4,12.

Наружные стены – сборные легбетонные панели по серии СТ-02-31 вып.2.

Основание полов здания – цементно-песчаная стяжка, толщиной 100 мм.

Окна – ленточное остекление, стальные рамы.

Двери и ворота – стальные.

Постановка задачи

К моменту проведения работ по техническому обследованию здания в мае 2012 в производственном блоке был демонтирован мостовой кран, крановое оборудование и подкрановые балки. Удаление подкрановых балок, которые являются составляющим элементом связевой системы каркаса здания из плоскости рам, привело к изменению конструктивной схемы здания. Также демонтаж самих балок осуществлялся путем их вытягивания со стороны торцевого фасада при помощи техники.

В связи с нарушением системы связей в здании, а также вследствие демонтажа подкрановых балок, мостового крана и кранового оборудования без специального проекта

производства работ возникает задача исследования геометрического положения колонн здания из плоскости поперечных рам в крайних деформационных отсеках.

Методика проведения экспериментальных исследований

Измерение крена колонны из плоскости рам производилось при помощи теодолита. Теодолит устанавливается на некотором расстоянии от колонны точно в створе с ее осью. Труба теодолита ориентируется по оси колонны в ее верхней точке. Ось колонны определяется по величине полусуммы отчетов по горизонтальному кругу при визировании на грани колонны. Вертикальная плоскость проецируется на нижний горизонт колонны, где размещается рулетка, с некоторым фиксированным показанием, совмещенным с осью колонны (рис. 4). Величина отчета по рулетке является горизонтальным смещением верхнего горизонта относительно нижнего. Аналогичные действия выполняют при другом круге теодолита и из двух положений оси отмечают среднее. Расстояние между нижним и верхним сечением фиксируется при помощи лазерного дальномера.

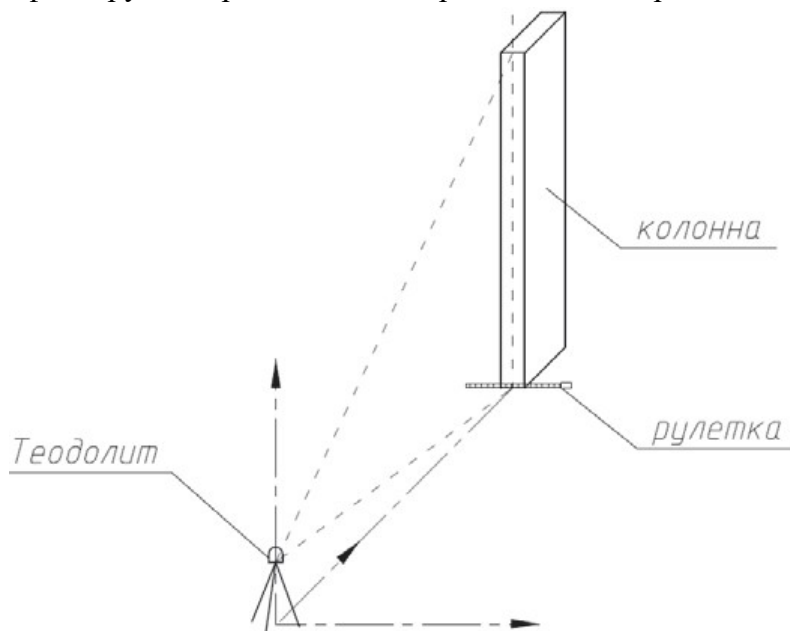


Рис. 4. Схема определения крена колонн

Результаты проведенных экспериментальных исследований

1) Результаты исполнительной съемки вертикальности колонн по рядам «Г» и «Л» в осях 1-7

Геодезическая съемка выполнялась для колонн 2-го этажа с нижним горизонтом на отметке +7,200 (рис. 5). Расстояние между верхним и нижним сечением колонны составляет 10,800м.

Результаты исполнительной съемки представлены в виде смещения d , мм, верхнего сечения колонны относительно нижнего. Результаты съемки приведены на рис. 6. Максимальное смещение (отклонение) колонн составляет 4 мм. Предельное смещение в соответствии со СНиП 3.03.01-87 п. 3.7 [10] для многоэтажных колонн высотой 8...12 м составляет 20 мм. Таким образом, крены колонн из плоскости поперечных рам в исследуемом деформационном отсеке не превышают нормативные значения.



Рис. 5. Геодезическая съемка вертикальности колонн

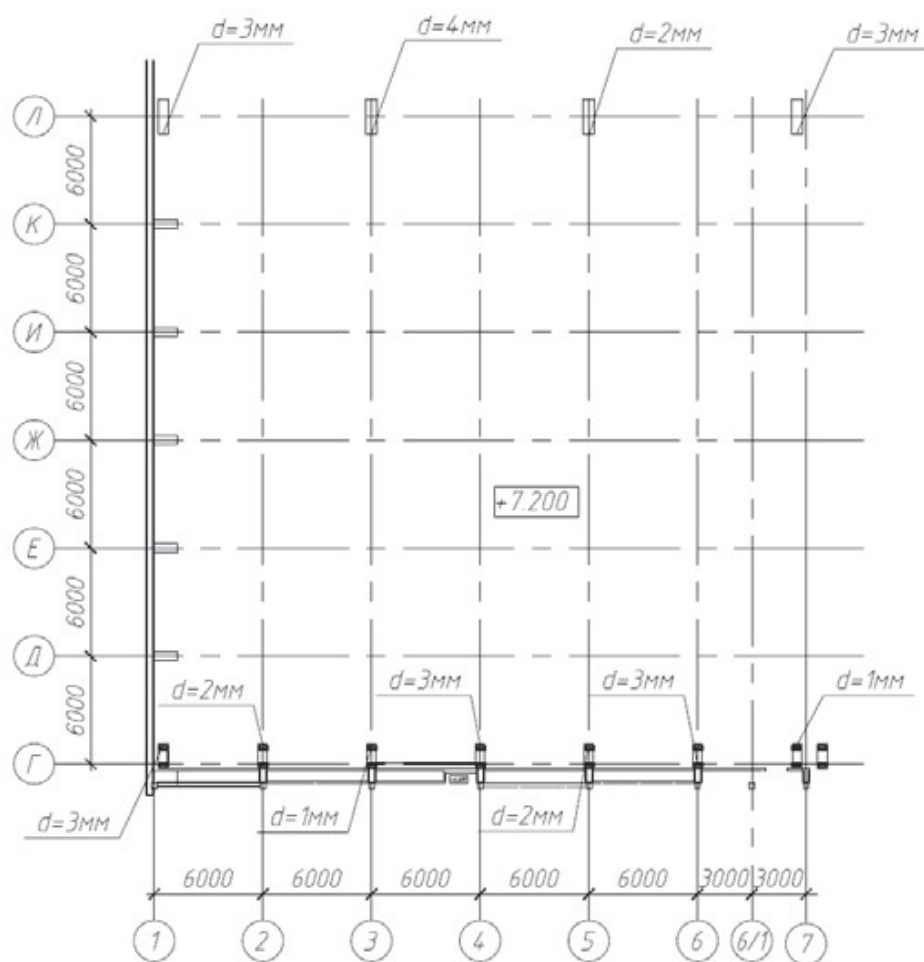


Рис. 6. Результаты исполнительной съемки вертикальности колонн из плоскости поперечных рам по рядам «Г» и «Л» в осях 1-7

2) Результаты исполнительной съемки вертикальности колонн по рядам «Г» и «Л» в осях 27-33

Геодезическая съемка выполнялась для колонн одноэтажной части здания с нижним горизонтом на отметке 0,000. Расстояние между верхним и нижним сечением колонны составляет 18,000м.

Результаты исполнительной съемки представлены в виде смещения d , мм, верхнего сечения колонны относительно нижнего. Результаты съемки приведены на рис. 7.

Максимальное смещение (отклонение) колонн составляет 5 мм. Предельное смещение в соответствии со СНиП 3.03.01-87 п. 3.7 [10] для одноэтажных колонн высотой 16...25 м составляет 40 мм. Таким образом, крены колонн из плоскости поперечных рам в исследуемом деформационном отсеке не превышают нормативные значения.

Выводы

1. Для контроля вертикальности колонн здания была проведена съемка геометрического положения колонн здания из плоскости поперечных рам.

2. В результате экспериментальных исследований получено, что крены колонн из плоскости поперечных рам в крайних деформационных отсеках здания не превышают предельных величин, оговоренных СНиП 3.03.01-87 [10].

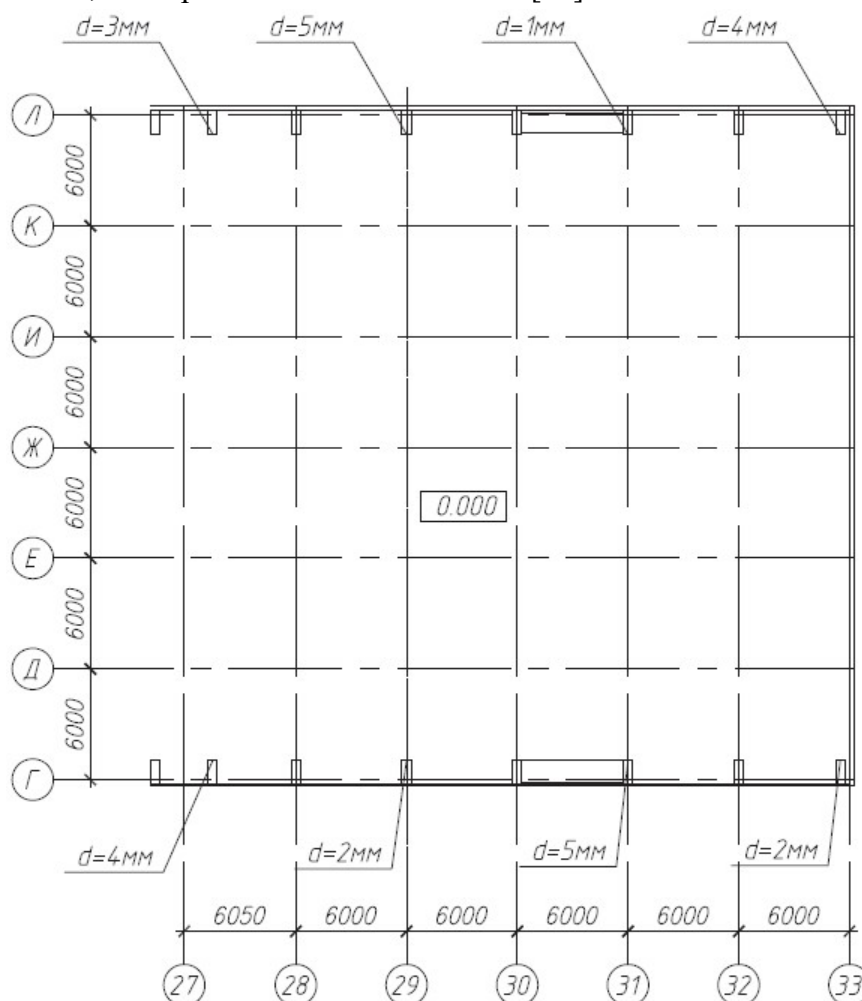


Рис. 7. Результаты исполнительной съемки вертикальности колонн из плоскости поперечных рам по рядам «Г» и «Л» в осях 27-33

Список литературы

1. Техническое заключение по результатам обследования строительных конструкций комплекса зданий по адресу: г. Донецк, Куйбышевский р-н., ул. Умова, 1. Том III. Производственный блок / А.С. Кострицкий, Е.В. Денисов, С.А. Фоменко, О.Е. Марич, Е.В. Литвиненко, И.С. Горбенко. – Донецк: ООО "АКБ "МОДУС", 2012. – 34 с., 50 рис., 2 табл., 6 приложений, 12 источников.
2. Нормативные документы по вопросам обследования, паспортизации, безопасной и надёжной эксплуатации производственных зданий и сооружений Госнадзорохрантруда Украины. Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины. Киев 1997.
3. ДБН В.1.2-1-95 (ГОСТ 8829-94). Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Положення про розслідування причин аварій (обвалень) будівель, споруд, їх частин та конструктивних елементів.
4. РБН В.3.1-01-99. Правила оценки технического состояния и паспортизации зданий и сооружений, эксплуатируемых в сложных инженерно-геологических условиях. Введ. 01.08.99. - Донецк: Гл. управление градостроительства и архитектуры Донецкой области, 1999. – 16 с.
5. Рекомендации по оценке надёжности строительных конструкций по внешним признакам. ЦНИИПромзданий.-М.: 1989.
6. ДБН 362–92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації / Держбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 1995. – 47 с.
7. ДБН В.1.2.-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
8. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт и усиление несущих и ограждающих строительных конструкций и оснований промышленных зданий и сооружений. – К., 2003.
9. Рекомендации по проектированию защиты от коррозии строительных металлических конструкций. – М.: ЦНИИПроектстальконструкция, 1988. – 164с.
10. СНиП 3.03.01–87. Несущие и ограждающие конструкции / Госстрой СССР – М.: АПП ЦИТП, 1991. – 192 с.

**АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ФУНДАМЕНТА
ПОД ОХЛАЖДАЮЩЕЕ УСТРОЙСТВО СТАЛЕПЛАВИЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА С
ВАРИАНТОМ ПРИМЕНЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНОГО СТАЛЕФИБРОБЕТОНА**

С.Н. Машталер^а

^аГОУ ВПО "Донбасская национальная академия строительства и архитектуры"

***Аннотация.** Представлены результаты анализа технического состояния столбчатого фундамента холодильной установки машины непрерывного литья заготовок (МНЛЗ) СП «Метален», а также теоретических исследований эффективности применения высокопрочного сталефибробетона при устройстве фундаментов данного сооружения с применением ПК «Лира-САПР 2017». Рассмотрен пример использования диаграммного метода при расчете фундамента с учетом действительного режима работы сооружения в условиях воздействий повышенных температур. При помощи численных исследований столбов фундаментов МНЛЗ получены численные результаты влияния неоднородности температурно-усадочных деформаций на параметры напряженно-деформированного состояния сооружения.*

***Ключевые слова:** столбчатые фундаменты, напряженно-деформируемое состояние, температурно-влажностные воздействия, высокопрочный сталефибробетон.*

Формулировка проблемы.

При эксплуатации машин непрерывного литья заготовок (МНЛЗ) сталеплавильных цехов конструкции столбчатого фундамента холодильной установки подвержены неравномерному температурно-влажностному воздействию, что приводит к возникновению напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с температурными и влажностными градиентами по сечению. Перепад температуры по сечению элементов сооружений и неоднородность влажностных деформаций вызывает неоднородность прочностных и деформационных свойств бетона, обуславливает возникновение температурно-влажностных моментов, образование системы ортогональных трещин, что существенно влияет на несущую способность и эксплуатационную пригодность строительных конструкций.

Анализ публикаций по теме исследования.

Влияние температурного нагрева на напряженно-деформированное состояние строительных конструкций фундаментов холодильной установки машины непрерывного литья заготовок является актуальной проблемой. Данное обстоятельство отражено в работах [1, 2, 4]. Кроме того, до настоящего времени для строительства подобных сооружений использовались, как правило, тяжелые жаростойкие бетоны средней прочности классов В25÷В40 согласно требований норм [5,6], а нормативные документы по проектированию и расчету подобных конструкций с учетом температурно-влажностных воздействий либо очень ограничены, либо отсутствуют. В то же время экспериментальные данные, посвященные исследованиям температурных режимов, отражают только их влияние на качество стали заготовок. Характер температурно-влажностных воздействий на строительные конструкции, учитываемых для их проектирования и дальнейшей эксплуатации, необоснованно игнорируется.

В процессе эксплуатации сооружения МНЛЗ выявлено образование и развитие повреждений в колонных частях фундаментов силового характера, требующих разработки технических решений по их усилению. Для увеличения нормативного срока эксплуатации конструкций, работающих в условиях воздействия повышенных температур при жестких режимах работы, целесообразно использование при их возведении современных высококачественных бетонов, прочность которых не снижается при подобных условиях работы [7...11], что требует дополнительных теоретических исследований.

Изложение основного материала.

С целью изучения условий эксплуатации элементов конструкций, работающих в условиях неравномерного нагрева, было выполнено натурное исследование деформаций и распределения температуры в конструкциях столбчатых фундаментов холодильной установки машины непрерывного литья заготовок (МНЛЗ) СП «Метален» (г. Енакиево) в различные технологические периоды эксплуатации.

Исследованные столбы выполняют функцию несущих конструкций для главных стальных балок холодильной установки, совместно с которыми образуют однопролетную статически неопределимую раму, жестко сопряженную с днищем фундаментной плиты. Размеры сечения фундамента и расположение арматуры представлено на рис. 2 а.

Для определения действительного распределения температуры по объему конструкции при различных режимах эксплуатации в период технологической остановки установки в предварительно пробуренные отверстия в тело фундаментов были заложены ХК-термопары. Схема расположения отверстий для закладки термопар показана на рис. 1 б.

Результаты натурных исследований, описанные в работе [1], показали, что конструкции фундаментов за период эксплуатации приобрели существенные повреждения в виде системы вертикальных трещин со скалыванием поверхностных слоев бетона (рис. 2 а), а наружные грани столбов подвержены неравномерному нагреву. При этом направление теплового потока не совпадает с направлениями главных осей сечения (рис. 2 б). Конструкции столбов испытывают при этом сложную форму напряженного состояния – косое внецентренное сжатие.

Исходные данные для расчетного определения НДС столбов фундаментов МНЛЗ СП «Метален» получены путем натурных измерений деформаций и неоднородного распределения температуры по объему конструкций столбов в различные технологические периоды эксплуатации.

НДС конструкций фундаментов определялось для этапа возведения, на котором было определено исходное напряженное состояние, обусловливаемое воздействием собственного веса фундамента и технологического оборудования, и для этапа эксплуатации с использованием данных натурных измерений температуры (рис. 1 б, 2 б, в). При этом величина продольной силы и изгибающего момента на этапе возведения были получены из статического расчета и составили соответственно $N_z = 1,1\text{МН}$ и $M_x = 0,008\text{МН}\times\text{м}$ [1].

а)



б)

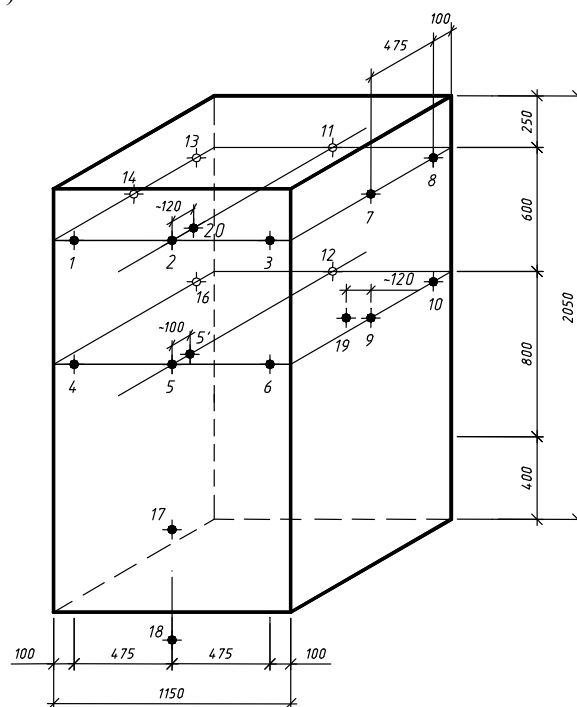


Рис. 1. Повреждения конструкции столбчатого фундамента (а) и схема расположения ХК-термопар (б) МНЛЗ СП «Метален» г. Енакиево.

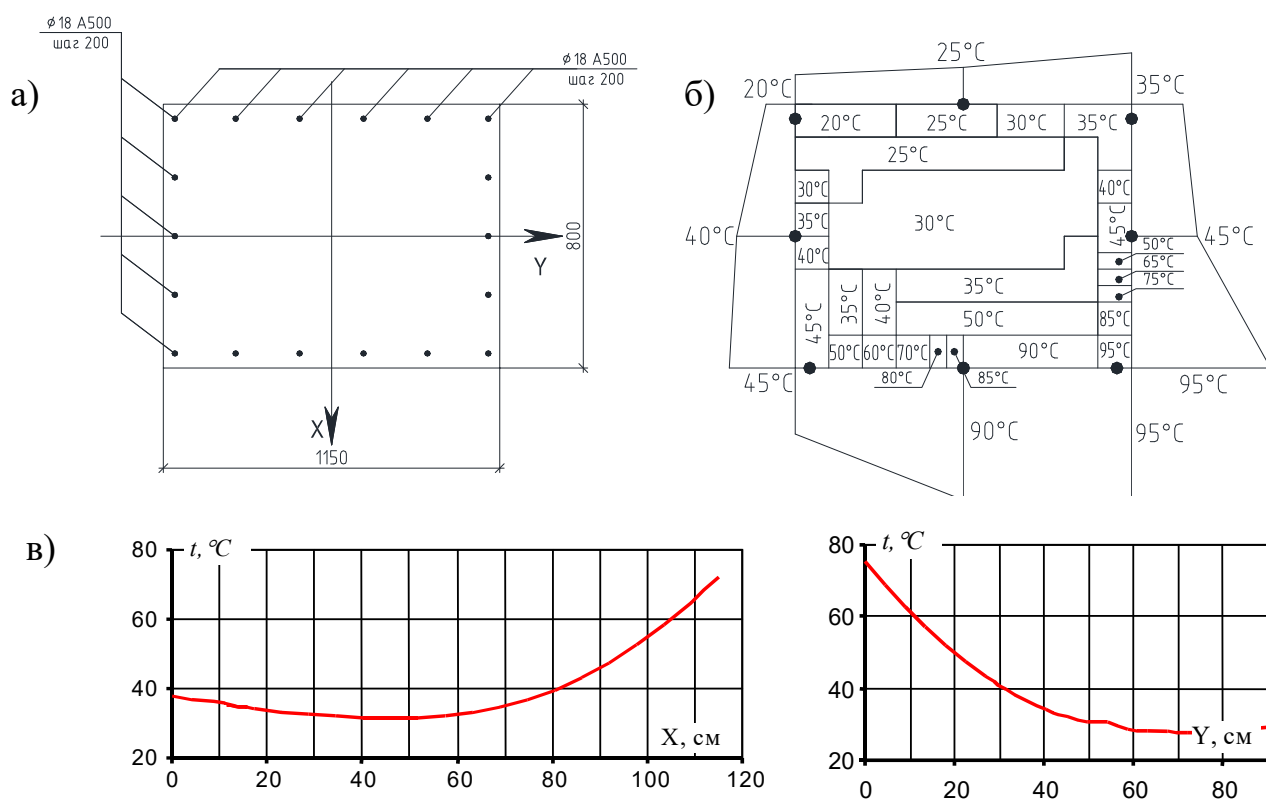


Рис. 2. Схема армирования (а), распределение температуры (б, в) в сечениях конструкции фундамента МНЛЗ.

С целью изучения и оценки НДС конструкций столбчатого фундамента, а также оценки эффективности применения высокопрочного сталефибробетона были выполнены сопоставительные расчеты конструкций в двух вариантах исполнения: с использованием бетона проектного класса по прочности В40 и высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$. Расчет конструкций фундаментов на температурные и силовые воздействия выполнялся методом конечных элементов с применением ПК «Лира-САПР 2017» с учетом физической нелинейности материалов.

Для учета физической нелинейности использовался кусочно-линейный закон (№14) с заданием диаграмм деформирования бетона и армирования. Диаграмма деформирования для высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$ при нагреве до $t=90^\circ\text{C}$ представлена на рис. 3.

С целью определения корректности полученных данных при расчете с учетом температурно-усадочных воздействий на исследуемую конструкций в ПК «Лира-САПР 2017» выполнен поверочный расчет на примере эталонной призмы из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ размерами $150 \times 150 \times 600$ мм с последующим сопоставлением полученных данных анализа НДС с соответствующими экспериментальными данными[17].

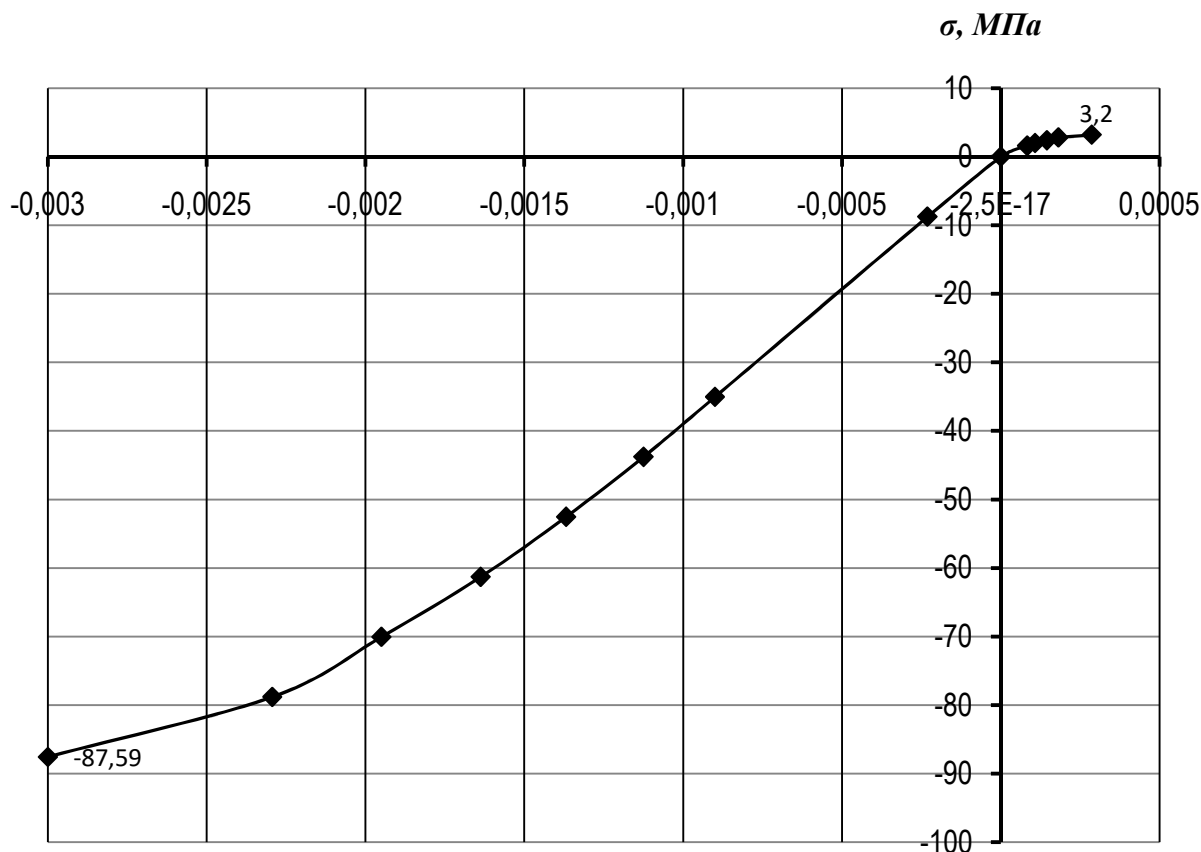


Рисунок 3. Диаграмма « $\sigma - \epsilon$ » для высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ при температуре $t=90^\circ\text{C}$, используемая при создании конечно-элементной модели.

При выполнении сопоставительных расчетов выполнялись следующие задачи:

- расчет исходной конструкции фундамента с учетом действительных величин прочности и армирования, а также данных распределения полей температур как на поверхности, так и во внутренних слоях бетона с целью получения параметров НДС для исходной конструкции;
- расчет конструкций фундамента с использованием высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ выполнялся с учетом физической нелинейности, а также силовых воздействий и полей температур соответствующих исходной конструкции.

При расчете исходной конструкции на основе имеющейся исходной информации были введены два нелинейных нагружения:

- силовые воздействия, соответствующие этапу возведения;
- неравномерные температурные и усадочные нагрузки, соответствующие данным экспериментальных исследований на этапе эксплуатации сооружения.

При расчете предлагаемой конструкции с использованием высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ были введены три нелинейных нагружения:

- силовые воздействия соответствующие этапу возведения для исходной конструкции;
- неравномерные по сечению температурные воздействия до $t=90^\circ\text{C}$ с учетом коэффициент линейного температурного расширения $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C}$, соответствующему кратковременному нагреву сталефибробетона;
- неравномерные по сечению воздействия температурной усадки, задаваемые в виде эквивалентной температуры нагрева со знаком «-» с коэффициентом линейного температурного расширения $\alpha = 0,48 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^\circ$, соответствующему длительному нагреву.

При расчете температурно-усадочных деформаций и напряжений в эталонной призме из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ методом конечных элементов образец представлен совокупностью физически нелинейных объемных конечных элементов с триангуляцией 30 мм для размера грани элемента (рис. 4). Результаты расчета в виде изополей N_z и перемещений по оси Z от действия температурного нагрева, температурной усадки, а также их совместного действия представлены на рис. 5 а-е.

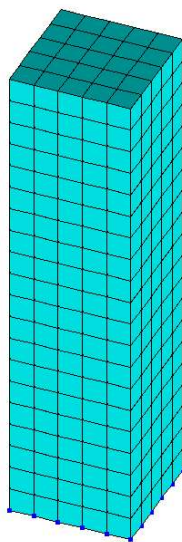


Рис. 4. Конечно-элементная модель призмы из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ размерами $150 \times 150 \times 600$ мм.

Анализ расчета модели призмы из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ размерами $150 \times 150 \times 600$ мм позволяет сделать следующие выводы:

1. Удельные деформации расширения при кратковременном температурном нагреве до +90°C составили 1,09 мм, что превышает экспериментальное значение деформаций расширения не более чем 6,9%.

2. Растягивающие напряжения в бетоне не превышают 2,85 МПа, что меньше на 10,9% экспериментально полученного сопротивления высокопрочного сталефибробетона растяжению, равного 3,2 МПа (рис. 5).

3. Расчетная величина температурной усадки при изотермической выдержке до +90°C составила 0,435 мм, что меньше экспериментального значения на 3,3%.

4. Значения растягивающих напряжений составили не более 1,25 МПа в наружных слоях и не более 0,786 МПа – для сжимающих напряжений во внутренних слоях.

5. Величина относительных температурных деформаций после длительного нагрева составила 0,66 мм, что превышает экспериментальное значение на 13,8%. Значения растягивающих напряжений составили не более 1,77 МПа в наружных слоях и не более 1,96 МПа – для сжимающих напряжений во внутренних слоях.

6. Установлена хорошая степень сходимости расчетных величин температурных деформаций с полученными экспериментальными данными (погрешность не более 7%), что свидетельствует о возможности применения ПК «Лира-САПР 2017» в части расчета строительных конструкций, работающих в условиях повышенных температур с учетом физической нелинейности материалов.

Моделирование конструкции столбчатого фундамента выполнено объемными физически нелинейными универсальными пространственными конечными элементами (тип 236), моделирование продольной арматуры – физически нелинейными шаговыми КЭ (тип 204), моделирование поперечной арматуры – универсальными пространственными стержнями КЭ (тип 10). Для описания нелинейных диаграмм деформирования бетона и стали применялся кусочно-линейный закон деформирования (тип 14). Параметры диаграммы деформирования бетона приняты согласно [17] для $\mu_{sb} = 2,5 \%$ и в идеализированной форме представлены на рис. 3.

Общий вид расчетной модели и схема армирования конструкции фундамента представлены на рис. 6.

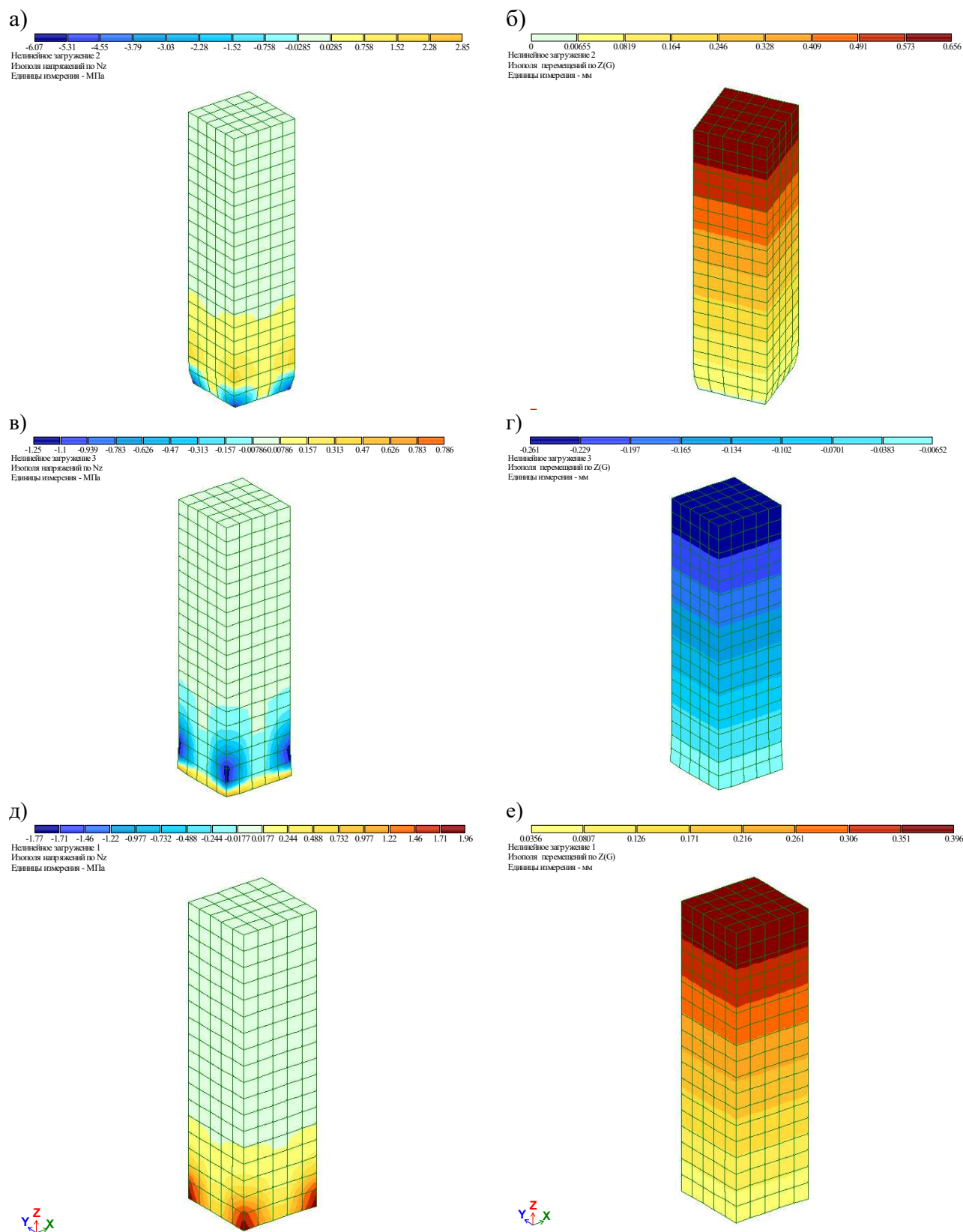


Рис. 5. Изополю N_z и перемещений по оси Z от действия температурного нагрева (а, б), температурной усадки (в, г), а также их совместного действия (д, е).

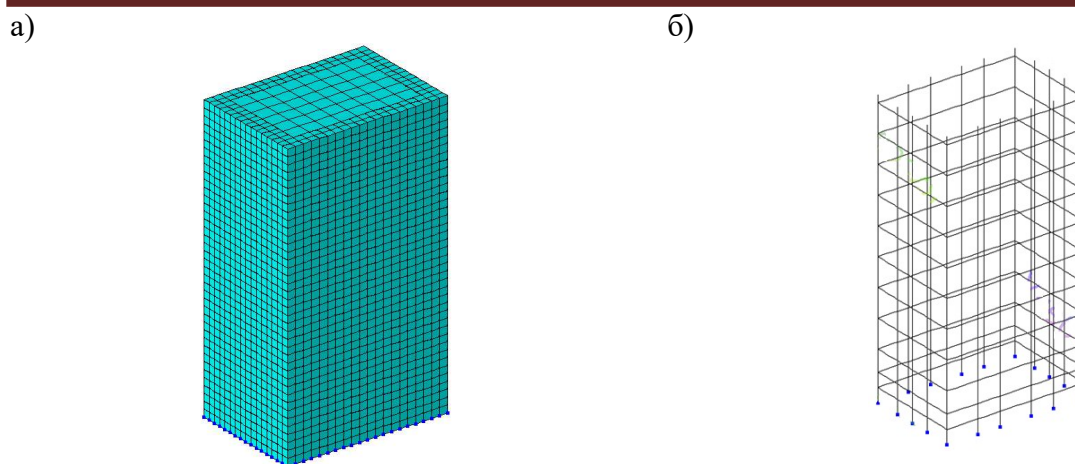


Рис. 6. Общий вид (а) и схема армирования (б) расчетной модели столбчатого фундамента МНЛЗ.

В результате статического расчета с использованием проектного бетона класса В40 получены значения параметров НДС столбчатого фундамента. Величины продольных напряжений N_z (рис. 7 в) составили, в среднем, 27 МПа, что превышает расчетное сопротивление на сжатие бетона класса В40, равное $R_b = 22$ МПа. Напряжения в стержнях продольной и поперечной арматуры составили, соответственно, 21 МПа и 20 МПа (рис. 7 г, д). Максимальные растягивающие напряжения составили, в среднем, 10 МПа, что значительно превышает расчетное сопротивление бетона по прочности на растяжение бетона класса В40, равное $R_{bt} = 1,4$ МПа, что приводит к образованию трещин шириной раскрытия до $a_{crc} = 2,0$ мм и соответствует результатам натурных исследований (рис. 1 а), что свидетельствует о состоянии конструкции, как непригодном к нормальной эксплуатации.

Изополя напряжений столбчатого фундамента (бетон класса В40) в сечениях 1-1...6-6 представлены на рис. 8.

Характер повреждений, выявленный в процессе обследования конструкций столбов, соответствует выявленным в расчетах особенностям их напряженно деформированного состояния, определенного в расчетах.

Для уменьшения величины растягивающих напряжений и снижения значения ширины раскрытия трещин a_{crc} рассмотрено применение высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5$ %.

При расчете конструкции столба фундаментов МНЛЗ на совместное действие температурно-усадочных воздействий с использованием высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$ установлено, что величины продольных напряжений N_z , в среднем, снизились до 19,2 МПа, максимальные растягивающие напряжения составили не более 3,66 МПа (рис. 10 в), что больше экспериментально

установленных значений R_{bt} для исследуемого варианта бетона при температурном нагреве, равного 3,2 МПа, вследствие чего отмечено образование трещин. Расчет ширины раскрытия трещин, выполненный согласно пунктам 8.2.15 – 8.2.18 СП [5], показал, что величина a_{crc} равна 0,19 мм, что меньше предельно допустимого значения ширины раскрытия трещин при продолжительном действии нагрузки $a_{crc,ult} = 0,3$ мм.

Напряжения в вертикальной арматуре составили не более 137 МПа, а в поперечной арматуре – не более 21,7 МПа.

Изополя напряжений столбчатого фундамента (высокопрочный сталефибробетон с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5$ %) в сечениях 1-1...6-6, изображенных на рис. 2 а, представлены на рис. 10.

Проведенный анализ параметров НДС элементов столбчатого фундамента свидетельствует о возможности использования высокопрочного сталефибробетона в конструкциях, работающих в условиях температурно-влажностных воздействий.

Проведенные численные исследования столбов фундаментов МНЛЗ позволили получить достоверную информацию о влиянии неоднородности температурно-усадочных деформаций на конструкции. Характер распределения данных величин представлен на рис. 13 а, б.

Заключение.

1. Результаты статического расчета столбчатых фундаментов МНЛЗ СП «Метален» (г. Енакиево) показывают, что напряжения в конструкции достигает 27 МПа, что превышает расчетное сопротивление на сжатие бетона класса В40, равное $R_b = 22$ МПа. Анализ изополей напряжения подтверждает данные и характер повреждений, выявленных в процессе обследования конструкций.
2. Анализ НДС конструкций столбчатых фундаментов МНЛЗ при использовании высокопрочного сталефибробетона класса В100 с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ вместо бетона класса В40 на совместное действие силовых и температурно-усадочных воздействий с учетом физической нелинейности материалов свидетельствуют, что сжимающие напряжения не превышают 19,2 МПа, а растягивающие – не более 3,66 МПа (максимальная ширина раскрытия трещин не более 0,1 мм, что не превышает $a_{crc,ult}$).
3. Проведенный анализ параметров НДС элементов конструкций МНЛЗ свидетельствует о возможности использования высокопрочного сталефибробетона в конструкциях, работающих в условиях температурно-влажностных воздействий, а приведенная методика расчета и анализа НДС конструкций с учетом физической нелинейности позволили получить

достоверную информацию о влиянии неоднородности температурно-усадочных деформаций на конструкции.

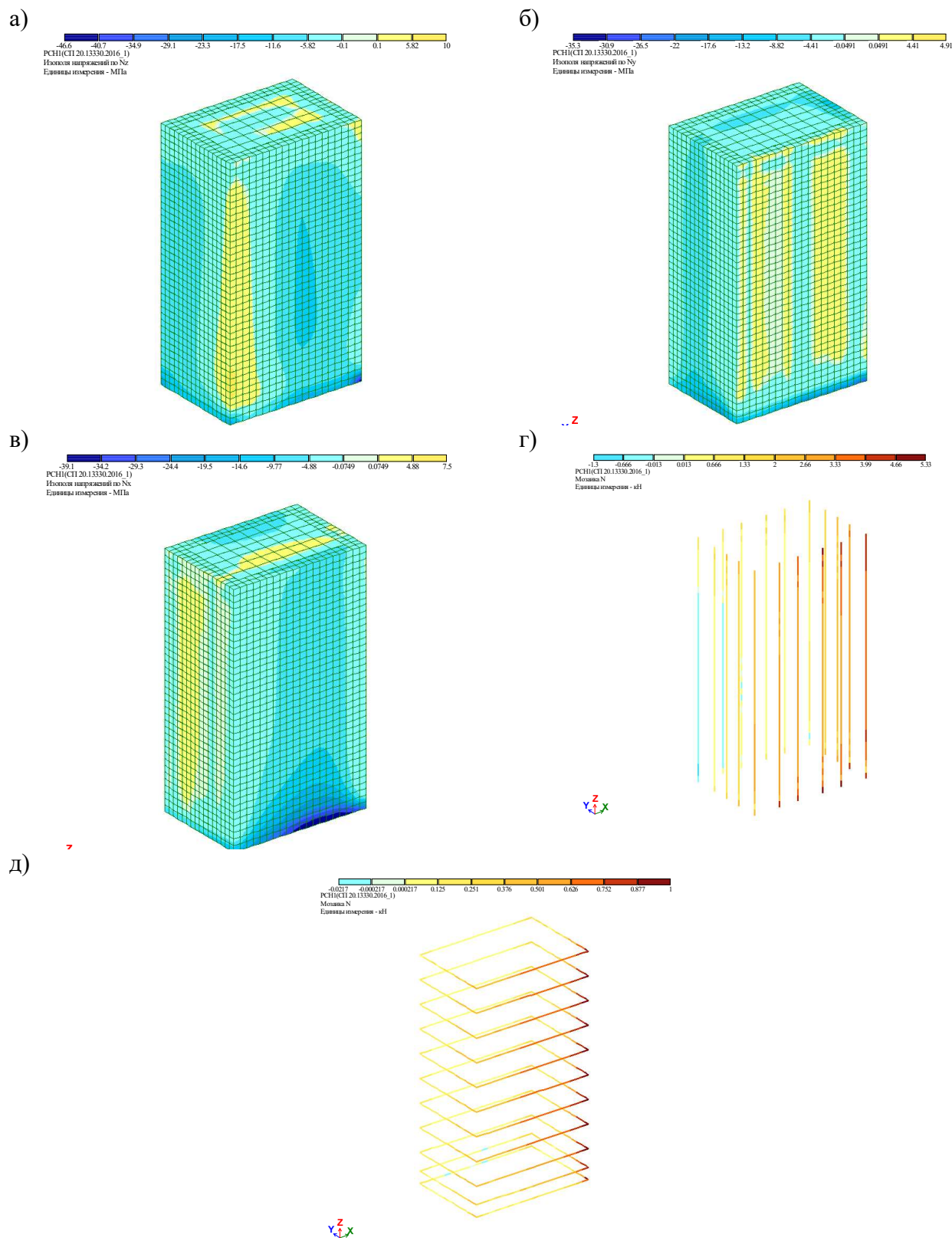


Рис. 7. Параметры НДС столбчатого фундамента (бетон класса В40): изополя напряжений N_z (а), N_y (б), N_x (в), мозаика усилий в продольной арматуре (г) и поперечной арматуре (д).

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

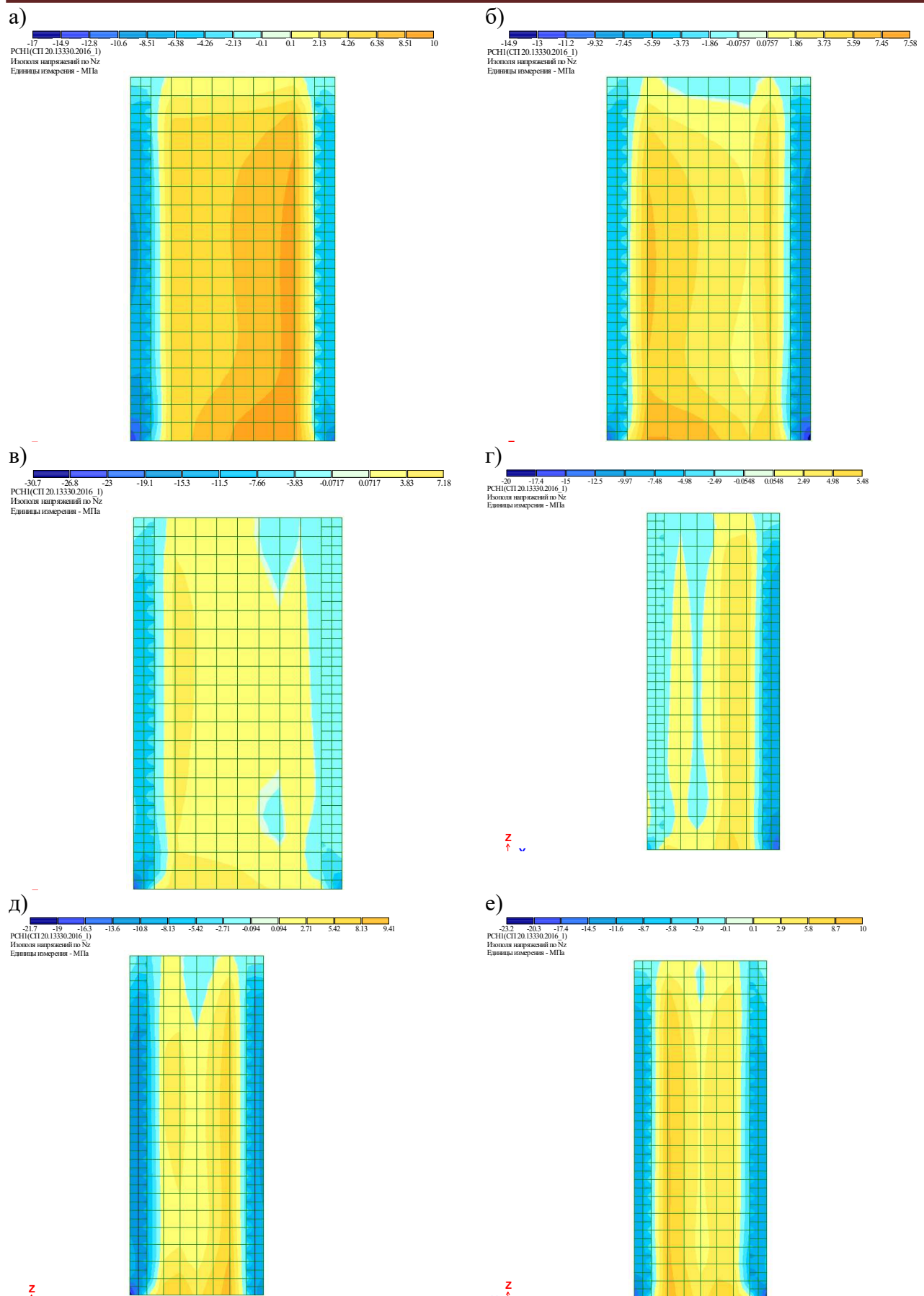


Рис. 8. Изополя напряжений столбчатого фундамента бетон класса В40 в сечениях 1-1 (а), 2-2 (б), 3-3 (в), 4-4 (г), 5-5 (д), 6-6 (е).

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

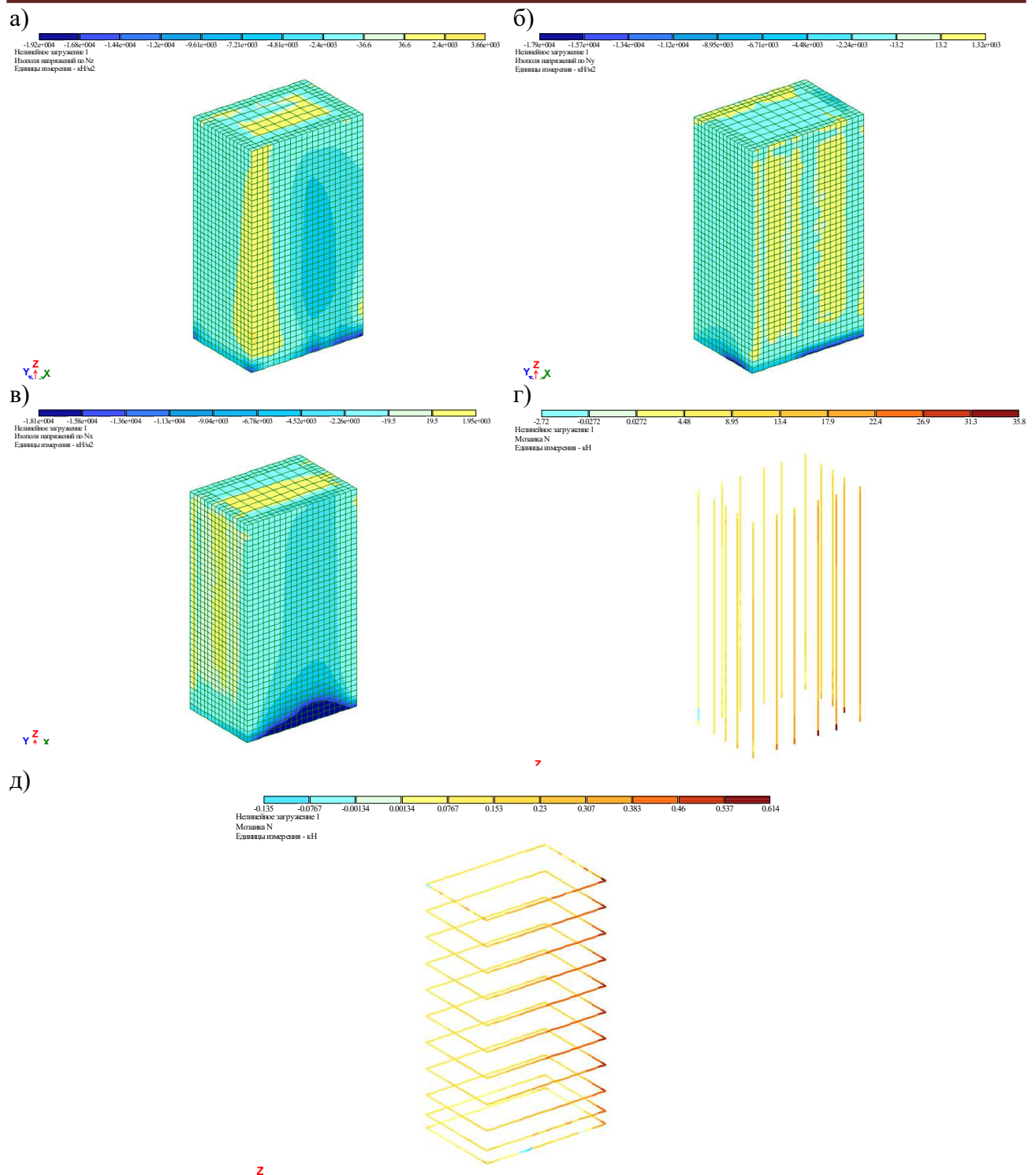


Рис. 9. Параметры НДС столбчатого фундамента с учетом неоднородного распределения температуры и деформаций усадки (высокопрочный сталефибробетон с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5 \%$): изополя напряжений N_z (а), N_y (б), N_x (в), мозаика усилий в продольной арматуре (г) и поперечной арматуре (д).

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

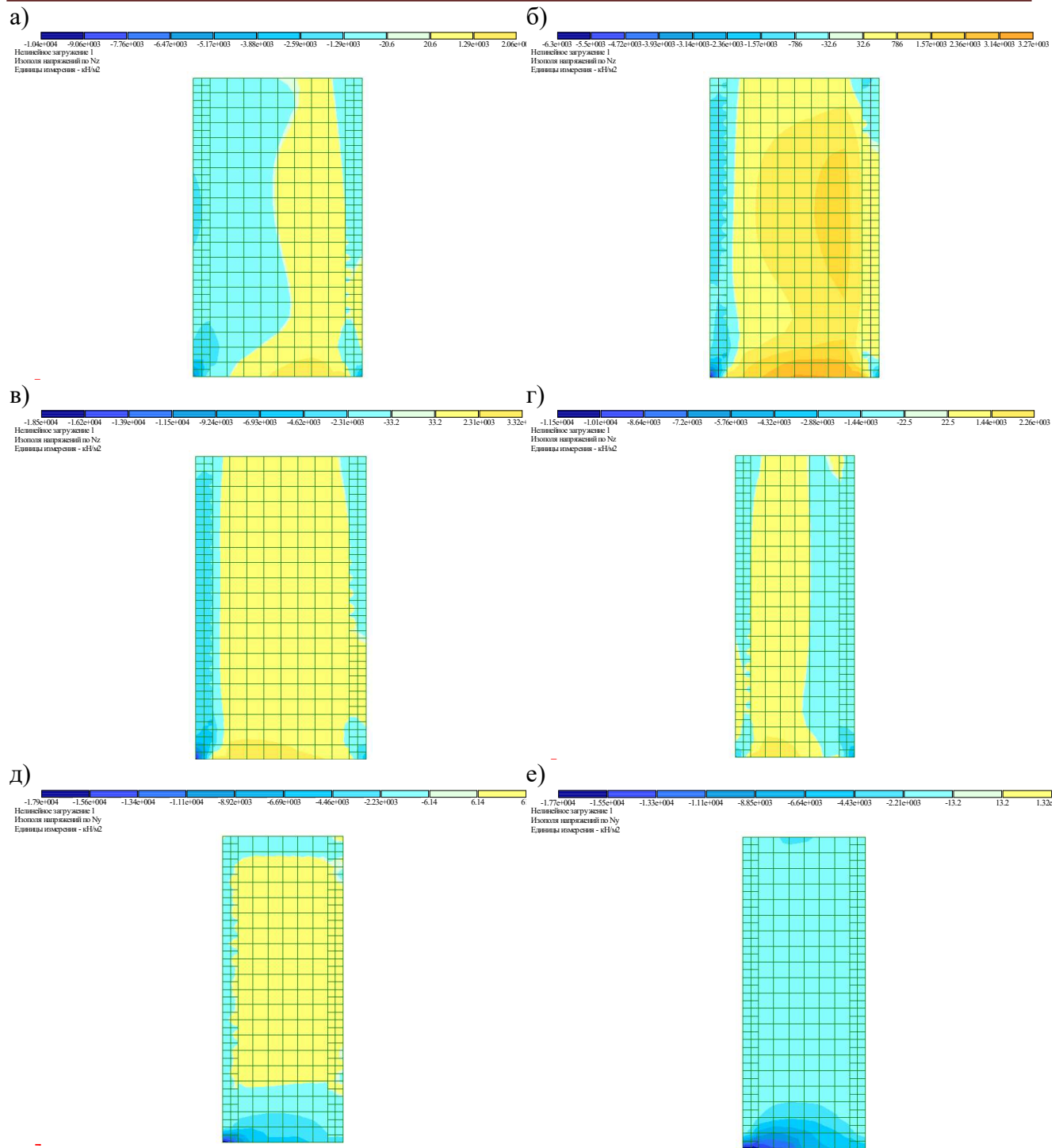


Рис. 10. Изополя напряжений столбчатого фундамента с учетом неоднородного распределения температуры и деформаций усадки из высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ в сечениях 1-1 (а), 2-2 (б), 3-3 (в), 4-4 (г), 5-5 (д), 6-6 (е)

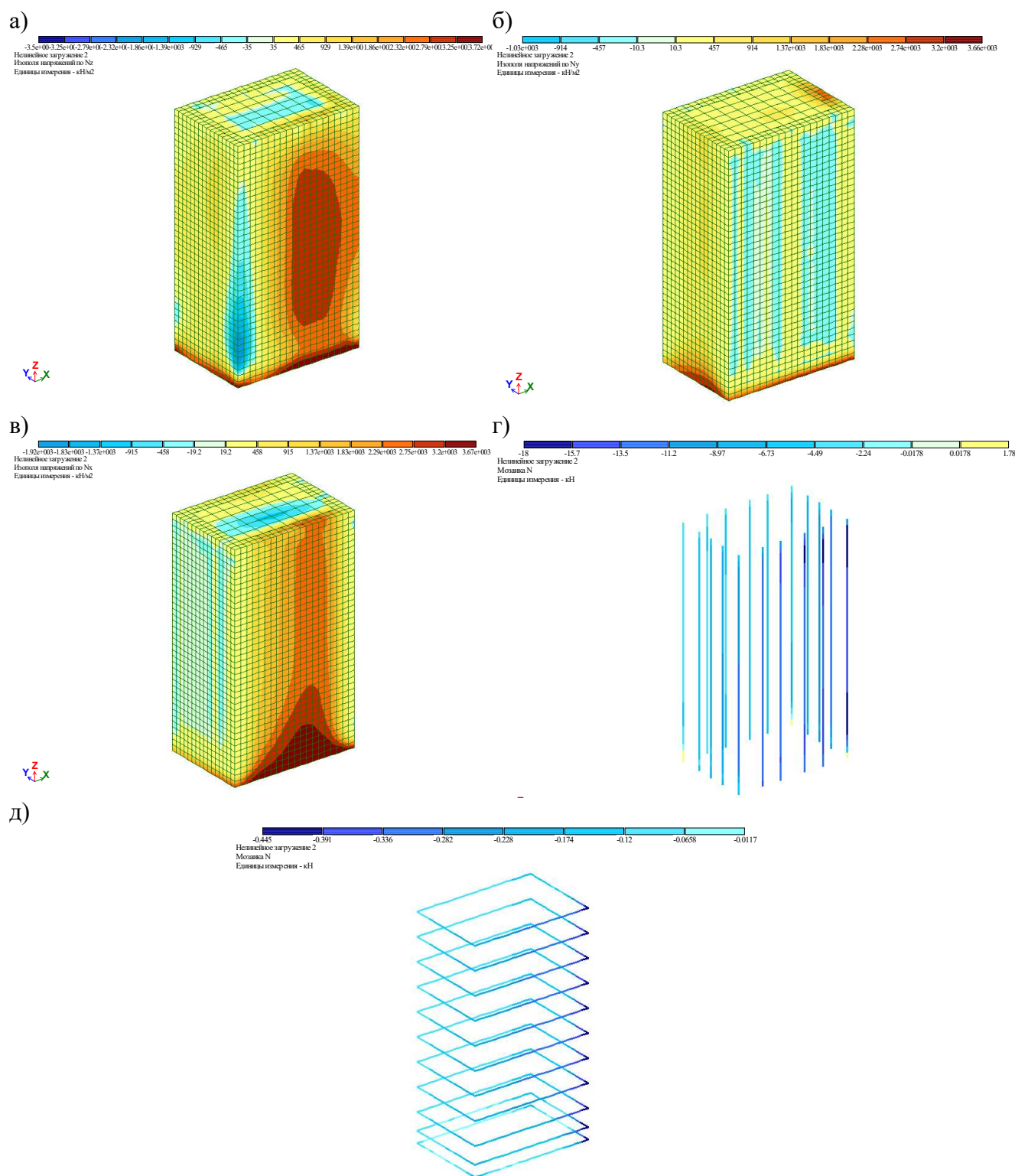


Рис. 11. Параметры НДС столбчатого фундамента от действия деформаций усадки (высокопрочный сталефибробетон с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5 \%$): изополя напряжений N_z (а), N_y (б), N_x (в), мозаика усилий в продольной арматуре (г) и поперечной арматуре (д).

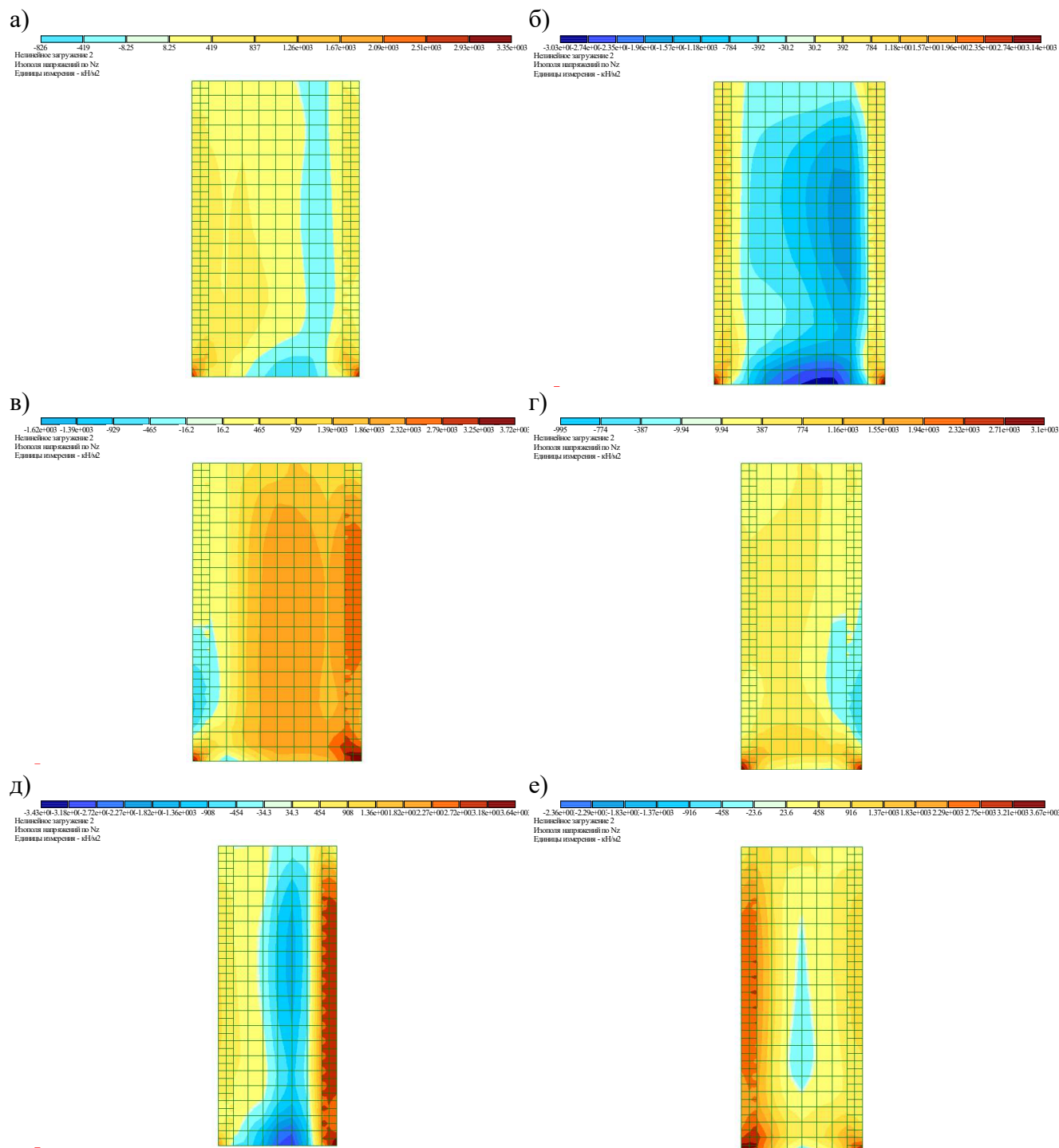
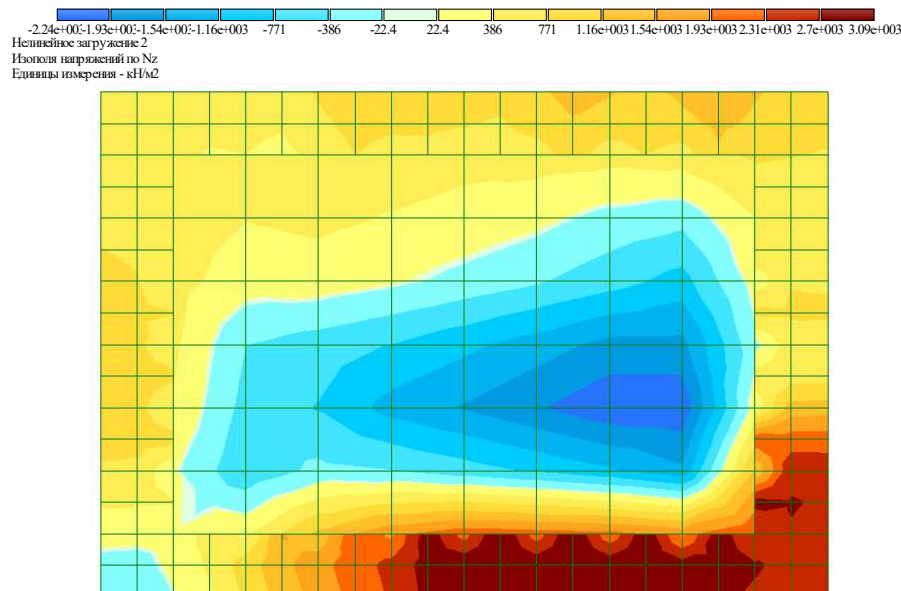


Рис. 12. Изоплюсы напряжений с учетом деформаций усадки столбчатого фундамента из высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ в сечениях 1-1 (а), 2-2 (б), 3-3 (в), 4-4 (г), 5-5 (д), 6-6 (е).

а)



б)

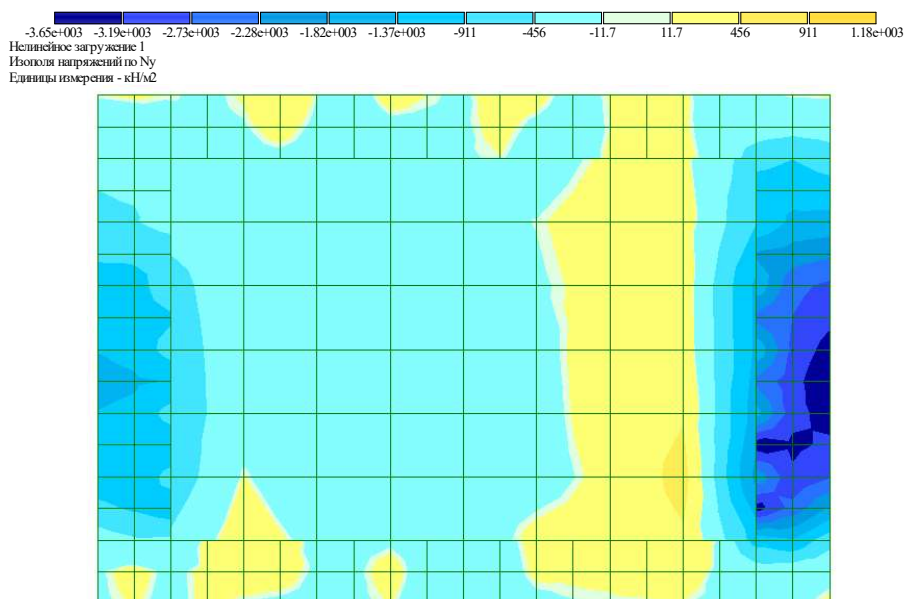


Рис. 13. Характер распределения напряжений по сечению столбчатого фундамента из высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5$ % от действия температурной усадки (а) и совместного действия температурно-усадочных деформаций (б).

Список литературы

1. Калмыков, Ю. Ю. Напряженно-деформированное состояние элемента железобетонного фундамента при неоднородном нагреве [Текст] / Ю. Ю. Калмыков // Современное промышленное и гражданское строительство. – том 3, номер 1. – Макеевка. – 2007. – С. 37-44.

2. Оценка эффективности применения высокопрочного сталефибробетона при возведении конструкций машин непрерывного литья заготовок (МНЛЗ) / А.С. Волков [и др] // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2019. – Том 15. – Номер 1. – С. 45 – 55.
3. Емельянов, В. А. Тепловая работа машин непрерывного литья заготовок: Учебное пособие для студентов вузов, обучающихся по специальности «Металлургия чёрных металлов» [Текст] / В. А. Емельянов. – М.: "Металлургия", 1988 г. – 143 с.
4. Прядко, Н. В. Обследование и усиление конструкций промышленных зданий [Текст] / Н. В. Прядко. – Донецк: Норд-Пресс, 2010. – 268с.
5. СП 27.13330.2011 Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур [Текст] – Актуализированная редакция СНиП 2.03.04-84. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 121с.
6. ГОСТ 20910–90. Бетоны жаростойкие. Технические условия [Текст]. М.: Стройиздат, 1991.
7. Волков А.С. Влияние повышенных температур (до +200°C) и длительности нагрева на диаграммы деформирования высокопрочного модифицированного бетона [Текст] / А. С. Волков // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник НДІБК. 2013. Вип. 2013 (78), Т.2. С. 117 – 123.
8. Корсун, В.И. Влияние повышенных до 200°C температур на характеристики физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона [Текст] / В.И. Корсун, С.Н. Машталер. // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2017 году: Сб. науч. тр. РААСН. Т. 2. – М.: Издательство АСВ, 2018. – С. 265 – 275.
9. Korsun, V. Characteristics of mechanical and rheological properties of concrete under heating conditions up to 200 °C / Korsun, V., Korsun, A., Volkov, A. // [Текст] MATEC Web of Conferences 6, Concrete Spalling due to Fire Exposure, 07002. – Related Research. – 2013. – №6. – P. 1 – 8. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://dx.doi.org/10.1051/mateconf/20130607002>.
10. Korsun, V. The Strength and Strain of High-Strength Concrete Elements with Confinement and Steel Fiber Reinforcement including the Conditions of the Effect of Elevated Temperatures [Текст] / Korsun, V., Vatin, N., Franchi, A., Korsun, A., Crespi, P., Mashtaler, S. // International Scientific Conference Urban Civil Engineering and Municipal Facilities, SPbUCEME-2015. – Procedia Engineering, 2015. – №117. – P. 975 - 984.
11. Korsun, V., Determination of the Critical Duration of the First Heating of Heavy Concrete by the Criterion of the Maximum Strength Reduction [Текст] / Korsun, V., Korsun, A., Mashtaler, S. // Applied Mechanics and Materials, 2015 Trans tech Publications, Switerland, Vols. 725 - 726, pp. 566 - 571. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [http :https://www.scientific.net/AMM.725-726.566](http://https://www.scientific.net/AMM.725-726.566).
12. Morozov, V.I. The numerical investigations of double-span concrete beams strengthened with fiber reinforced plastics across the oblique section [Текст] / V.I. Morozov, Yu.V. Pukharenko, A.V. Yushin // Materials Physics and Mechanics. – 2017. – Т. 31. – № 1-2. – С. 40–43.
13. Evdokimova, T. Experimental diagrams of fiber concrete straining under tension and compression and their implementation in calculation of bearing capacity of fiber-reinforced concrete flexural elements [Текст] / T. Evdokimova, V. Morozov, E. Opbul, A. Khagai // Materials Science Forum 871. – 2016. – Pp. 160–165. DOI: 10.4028/ www.scientific.net/MSF.871.160.
14. Некрасов, К. Д. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур [Текст] / К.Д. Некрасов, В.В. Жуков, В.Ф. Гуляева. – М.: Стройиздат, 1972. – 128 с.

15. СП 63.13330-2016. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 [Текст] / Госстрой РФ. – М.: ЦИТП Госстроя РФ, 2016. – 164 с.
16. Кричевский, А. П. Расчет железобетонных инженерных сооружений на температурные воздействия [Текст] / Кричевский А. П. – М.: Стройиздат, 1984. – 148 с.
17. В.И. Корсун, С.Н. Машталер. Влияние повышенных до 200°C температур на характеристики физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона / В.И. Корсун, С.Н. Машталер. // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2017 году: Сб. науч. тр. РААСН. Т. 2. – М.: Издательство АСВ, 2018. – С. 265 – 275.

**ВЛИЯНИЕ МАСШТАБНОГО ФАКТОРА И ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОВЫШЕННЫХ
ТЕМПЕРАТУР ДО +200°C НА ХАРАКТЕРИСТИКИ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ И
РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ВЫСОКОПРОЧНЫХ МОДИФИЦИРОВАННЫХ
БЕТОНОВ.**

А.С. Волков^а

^аГОУ ВПО "Донбасская национальная академия строительства и архитектуры"

***Аннотация.** Представлены результаты исследований влияния масштабного фактора, а так же воздействия повышенных до +200 °C температур на физико-механические и реологические свойства высокопрочного модифицированного бетона. Получены зависимости характеристик прочности, деформативности, начального модуля упругости, деформаций усадки и ползучести высокопрочного бетона от размеров образцов и условий их высыхания. Предложены и апробированы аналитические зависимости по учету влияния масштабного фактора на физико-механические и реологические свойства высокопрочных модифицированных бетонов.*

***Ключевые слова:** высокопрочный модифицированный бетон, воздействие повышенных температур, масштабный фактор, прочность и деформации при осевом сжатии, усадка, ползучесть.*

Формулировка проблемы.

На сегодняшний день действующие нормы [20, 6] не учитывают либо учитывают в недостаточной мере влияние размеров и условия высыхания как для обычного тяжелого так и высокопрочного бетона. При этом рядом авторов по всему миру [1, 6...9, 11...18] экспериментально установлено, что размеры конструктивных элементов и условия их высыхания по объему существенно влияют на физико-механические и реологические свойства бетона и, как следствие, существенно влияют на напряженно-деформированное состояние (НДС) массивных конструкций, таких как плотины и стенки оболочек дымовых труб, градирен и защитных оболочек АЭС. При этом влияние масштабного фактора на свойства высокопрочных бетонов при воздействии повышенных температур и длительного обжатия изучено недостаточно и отражено в работах авторов [1...5, 14].

Основными объектами экспериментальных исследований при изучении влияния масштабного фактора на физико-механические и реологические свойства высокопрочного модифицированного бетона, в том числе при воздействии повышенных до +200°C температур, в данной работе приняты образцы из тяжелого высокопрочного бетона модифицированного с помощью суперпластификатора и органоминерального модификатора на основе отходов энергетической промышленности Донбасса (ОММ), представленного в

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

виде сухой смеси и содержащего в долях от общего веса ОММ: микрокремнезем в составе SicaFume (20%); тонкомолотую золошлаковую смесь Углегорской ТЭС (30%); золу-унос Зуевской ТЭС (50%). Параметры бетонной смеси составляют $B/C=0,28$ и $B/B=0,21$, а $OK=18\div 25$ см. [7].

Таблица 1 – Состав бетонной смеси на 1 м^3

№ п/п	Наименование компонентов	Расход, кг(л)/ м^3
		Состав
1.	Портландцемент пластифицированный М500 Балаклейского цементного комбината	545
2.	Органоминеральный модификатор (ОММ)	190
3.	Песок крупнозернистый фракции $2\div 2,5\text{ мм}$ Краснопалянского карьера	660
4.	Щебень Караньского карьера фракции $10\div 20\text{ мм}$	870
5.	Вода	153 л
6.	Суперпластификатор SicaViscocrete5-600	15 л
Объемный вес		2433

В качестве эталонных образцов для определения характеристик физико-механических и реологических свойств исследуемых составов бетона в условиях нормальной и повышенных до $+200^\circ\text{C}$ температур, а так же в исследованиях влияния масштаба опытных образцов на исследуемые характеристики свойств, моделирование различных условий высыхания бетона осуществлялась на образцах – бетонных призмах размерами $150\times 150\times 600$ мм, а также образцы-кубы с гранью ребра 150мм. В качестве дополнительных использовали образцы-призмы с размерами $100\times 100\times 400$ мм, $150\times 150\times 600$ мм и $250\times 250\times 650$ мм с различными вариантами гидроизоляции и значениями модуля открытой поверхности (отношение площади открытой поверхности образца к его объему) $M_0=45\text{ м}^{-1}$, $M_0=30\text{ м}^{-1}$, $M_0=16\text{ м}^{-1}$ и $M_0=8\text{ м}^{-1}$ (рис. 1).

Исследования физико-механических и реологических характеристик высокопрочного бетона выполнялись при уровнях нагружения $\eta_1=0$, $\eta_1=0.3$ и $\eta_1=0.5$ при температуре $T=+20^\circ\text{C}$, а так же при кратковременном и длительном нагреве до $+90^\circ\text{C}$, $+150^\circ\text{C}$ и $+200^\circ\text{C}$.

Призменная прочность R_b определялась в процессе кратковременных прессовых испытаний стандартных образцов призм с размерами $150\times 150\times 600\text{ мм}$ (тип 4, рис. 1) по стандартной методике в возрасте 7, 28, 90 и 150 сут. Средние значения прочности в возрасте 7 суток для образцов из состава 2 составили 62,2 МПа, а в возрасте 28 суток – 81,8 МПа соответственно. Прирост прочности в возрасте 90 суток по сравнению с прочностью в 28-

суточном возрасте составил $4\div 7\%$, а в 150 сут. – $9\div 13\%$. Коэффициент призмной прочности $K_{пп}=R_b/R_n$ находился в пределах $0,8\div 0,89$, и с увеличением возраста бетона не изменялся.

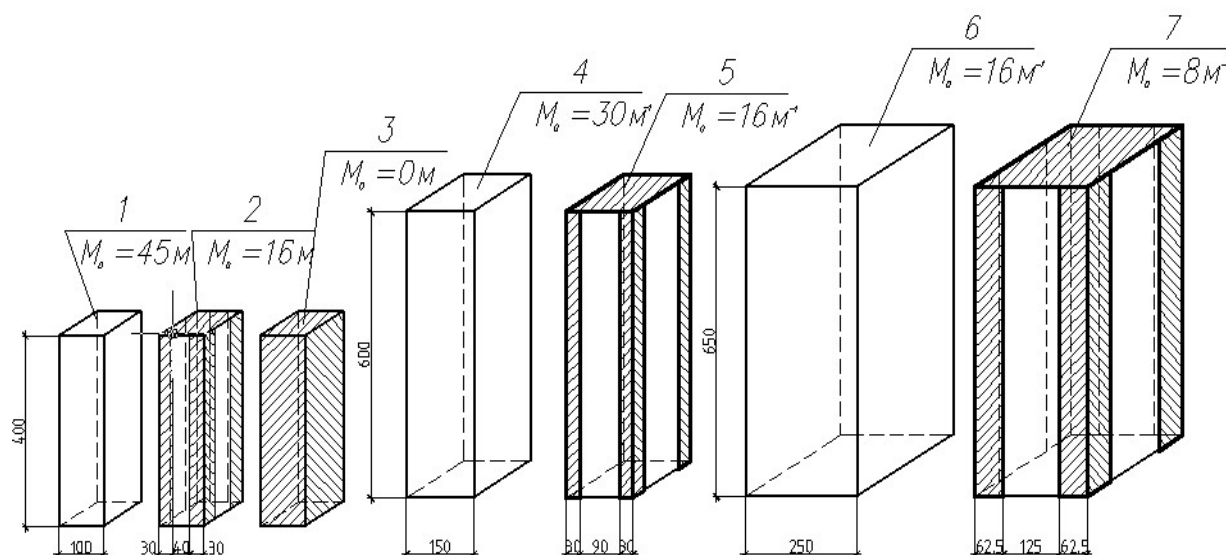


Рис. 1. Размеры, нумерация и схемы гидроизоляции образцов-призм.

Численные значения предельных деформаций укорочения составили $\varepsilon_{cu}=2,41\times 10^{-3}$ м, а поперечные деформации $-0,92\times 10^{-3}$ м.

Уровни нагружения, соответствующие практически упругому деформированию, составили для модифицированного высокопрочного бетона $\eta = (0,7\div 0,8)$. Процесс упругого уменьшения объема образцов сменялся его увеличением (проявление эффекта дилатации) при уровнях нагружения выше $\eta=0,8$.

Значение начального модуля упругости при осевом сжатии составило, в среднем, $43,6\times 10^3$ МПа.

Значения коэффициента поперечной деформации при уровне сжимающих напряжений не более $0,3\cdot R_b$ составили, в среднем, 0,21. Закономерности изменения значений коэффициента μ с ростом уровня нагружения определяются, как и у обычных бетонов, закономерностями разрушения структуры бетона.

Нижний параметрический уровень (нижняя граница) процесса микротрещинообразования σ_{inf}/R_b составил 0,7, а верхняя граница $\sigma_{sup}/R_b=0,82\ldots 0,85$. Данные величины в 1,5...2 раза превышают соответствующие характеристики для обычных тяжелых бетонов средней прочности (рис. 2.г).

**Влияние размеров и степени гидроизоляции образцов на прочность и деформации
бетона при сжатии**

Отношение значений прочности кубов с ребром 100 мм к прочности кубов с ребром 150 мм составило, в среднем, $0,9 \div 0,95$. Таким образом, для образцов из модифицированного бетона исследуемого состава качественно значения масштабных коэффициентов соответствуют их величинам в традиционном высокопрочном бетоне [10], тогда как для бетонов средней прочности это отношение составляет 1,03 [14, 10, 17].

Средние значения призмной прочности образцов с изолированными угловыми поверхностями (типы 2, 5, 7 рис. 1) при нормальной температуре имеют тенденцию к снижению с увеличением размеров призм и оказались меньше на 2%, 4% и 6% от соответствующих значений для неизолированных призм (рис. 2), что согласуется с опытными данными других авторов [1, 7, 10, 13].

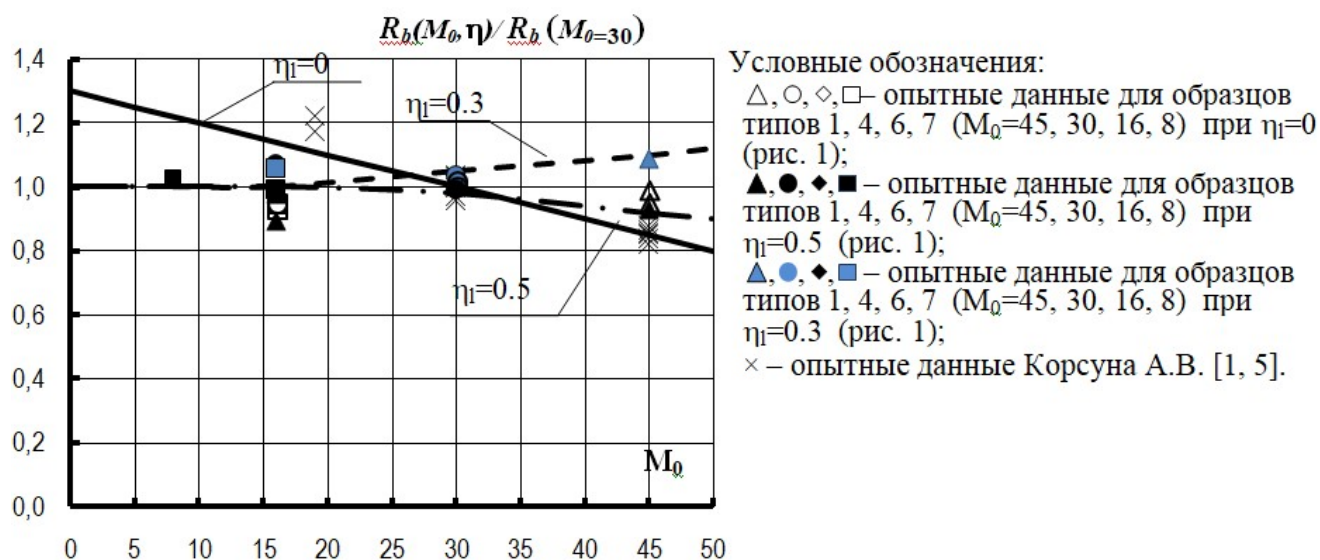


Рис. 2. Влияние масштабного фактора при кратковременном и длительном обжати с уровнем $\eta_l=0,3$ и $0,5$ (б) на призмную прочность высокопрочного модифицированного бетона.

Предельные деформации при осевом сжатии для неизолированных образцов *состава 1* размерами 100x100x400мм и 250x250x650мм (тип 1и 6) составили 0,97 и 1,03 от значений для эталонных образцов, а для аналогичных образцов с гидроизолированными угловыми поверхностями (типы 2 и 7) – 1,02 и 1,11 соответственно (рис.4).

Предельные значения продольных деформации при повторном нагружения образцов после длительного загрузения снижаются с увеличением модуля открытой поверхности M_0 , при этомнаиболее существенноуменьшаетсядеформативностьизолированныхобразцов при

$\eta_1=0,5$ с гранями 100мм, 150мм и 250мм (типы 2, 5, 7, рис. 1) соответственно на 26,4%, 13,7% и 6% по сравнению с аналогичными образцами без гидроизоляции (рис. 3).

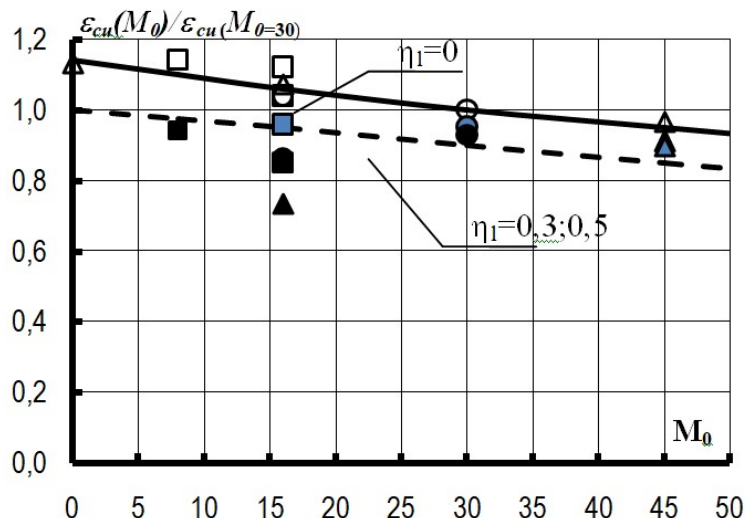


Рис. 3. Влияние размеров образцов и условий их высыхания на предельную сжимаемость высокопрочного бетона при кратковременном осевом сжатии при повторном нагружении после длительном обжатия уровнями $\eta_1=0,3$ и $0,5$. Условные обозначения см. рис. 2.

Значения начального модуля упругости бетона имеют тенденцию к увеличению с возрастом M_0 , при этом для гидроизолированных призм с разными размерами и одинаковыми $M_0=16\text{м}^{-1}$ значения модуля упругости бетона примерно одинаковы и меньше, чем у не гидроизолированных образцов (рис. 4).

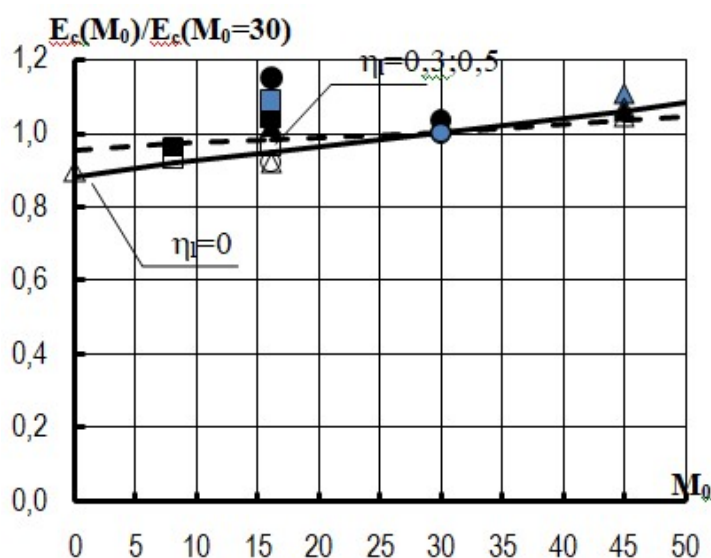


Рис. 4. Влияние масштабного фактора на значения начального модуля упругости при кратковременном осевом сжатии без предварительного обжатия и при повторном нагружении после длительном обжатия уровнями $\eta_1=0,3$ и $0,5$. Условные обозначения см. рис. 2.

Длительное осевое обжатие уровнем $\eta_l=0.3$ приводит к росту модуля упругости для неизолированных образцов (типы 1, 4 и 6, рис. 1) и составляет 1,11, 1,02 и 0,91, а при уровне $\eta_l=0.5$ – 1,06, 1,03 и 1,06 от значений для эталонных образцов без предварительного обжатия (рис. 5).

Значения коэффициента поперечных деформаций для образцов размерами 100x100x400мм и 250x250x650мм (типы 1и 6, согласно рис. 1) составили 1,05 и 0,92 от значений для эталонных образцов, а для образцов с гидроизолированными угловыми поверхностями (типы 2, 5 и 7, согласно рис. 1) – 0,91, 0,84 и 0,89 соответственно. Таким образом проявляется тенденция к увеличению коэффициента поперечных деформаций с увеличением M_0 , что отвечает закономерностям изменения прочности бетона при осевом сжатии (рис. 5).

Значения коэффициентов поперечных деформации μ_b при повторном нагружении после длительного обжатия уровнем $\eta_l=0.3$ составили 0,97, 1,05 и 0,99 по отношению к ненагруженному бетону. Длительное обжатие уровня $\eta_l=0.5$ приводит к снижению μ_b для неизолированных образцов (типы 1, 4 и 6, рис. 1) до уровней 0,95, 0,99 и 0,97 от значений для эталонных образцов без предварительного обжатия (рис. 6). При этом наиболее существенно изменяются μ_b для изолированных образцов при $\eta_l=0,5$ с гранями 100мм, 150мм и 250мм (типы 2, 5, 7,рис. 1) соответственно до уровней 1,05, 1,26 и 1,28.

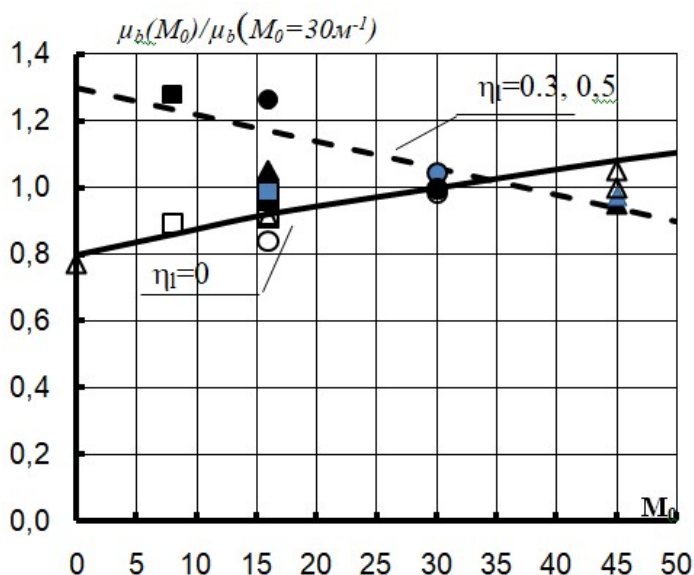


Рис. 5. Влияние масштабного фактора на значения коэффициента поперечных деформаций при кратковременном осевом сжатии без предварительного обжатия и при повторном нагружении после длительного обжатия уровнями $\eta_l=0,3$ и $0,5$. Условные обозначения см. рис. 2.

Величины линейных относительных деформаций усадки ε_{cs} в продольном направлении через 180 суток наблюдения составили $31 \cdot 10^{-5}$, $27,3 \cdot 10^{-5}$ и $23 \cdot 10^{-5}$ для образцов типов 1, 4 и 6 соответственно (рис. 1), а в поперечном направлении $-53,5 \cdot 10^{-5}$, $48,3 \cdot 10^{-5}$ и $36,9 \cdot 10^{-5}$ соответственно. У аналогичных бетонных образцов с гидроизолированными угловыми поверхностями типов 2, 5 и 7 (рис. 1) деформаций усадки в продольном направлении составили $36,4 \cdot 10^{-5}$, $23 \cdot 10^{-5}$ и $12,5 \cdot 10^{-5}$, что близко по значениям для образцов с другими размерами и тем же модулем открытой поверхности M_0 . Стабилизация деформаций начинала заметно проявляться через 50÷100 суток после распалубки пропорционально снижению модуля M_0 .

При первом кратковременном нагреве до температур $+90\text{ }^{\circ}\text{C}$, $+150\text{ }^{\circ}\text{C}$ и $+200\text{ }^{\circ}\text{C}$ предельные деформации температурного расширения бетона для эталонных образцов (тип 4, рис. 1) составили, в среднем, $79 \cdot 10^{-5}$, $128 \cdot 10^{-5}$ и $182 \cdot 10^{-5}$ соответственно, что соответствует значениям коэффициента линейного температурного расширения бетона соответственно $\alpha_{bt}=10,5 \cdot 10^{-6}$, $\alpha_{bt}=9,5 \cdot 10^{-6}$ и $\alpha_{bt}=9,6 \cdot 10^{-6}$ (град $^{-1}$), а для образцов с размерами 250x250x650мм (тип 6, рис.1) при температурах $+90\text{ }^{\circ}\text{C}$ и $+150\text{ }^{\circ}\text{C}$ – $92,2 \cdot 10^{-5}$ и $168,4 \cdot 10^{-5}$ соответственно, что соответствует значениям $\alpha_{bt}=10,5 \cdot 10^{-6}$ и $\alpha_{bt}=10,6 \cdot 10^{-6}$.

Деформации температурной усадки высокопрочного модифицированного бетона в эталонных образцах за время изотермической выдержки при тех же температурах испытания составили соответственно $43,4 \cdot 10^{-5}$, $55,9 \cdot 10^{-5}$ и $65,63 \cdot 10^{-5}$, а для образцов с размерами 250x250x650мм при температурах $+90\text{ }^{\circ}\text{C}$ и $+150\text{ }^{\circ}\text{C}$ – $51,63 \cdot 10^{-5}$ и $62 \cdot 10^{-5}$ соответственно, что на 11% и 18% больше значений для эталонных образцов. При остывании до нормальной температуры после длительного нагрева обратимые температурные деформации бетона для эталонных образцов составили соответственно $73 \cdot 10^{-5}$, $128 \cdot 10^{-5}$ и $141 \cdot 10^{-5}$, а для образцов с размерами 250x250x650мм – $78 \cdot 10^{-5}$ и $112 \cdot 10^{-5}$ соответственно. При этом значения коэффициента линейного температурного расширения для образцов 150x150x600мм (тип 4, рис. 1) составили соответственно $\alpha_{bt}=5,5 \cdot 10^{-6}$, $\alpha_{bt}=6,6 \cdot 10^{-6}$ и $\alpha_{bt}=6,3 \cdot 10^{-6}$ (град $^{-1}$), а для образцов 250x250x650мм (тип 6, рис.1) – $\alpha_{bt}=5,9 \cdot 10^{-6}$ и $\alpha_{bt}=7,9 \cdot 10^{-6}$ соответственно.

Первый кратковременный нагрев высокопрочного модифицированного бетона для эталонных образцов размерами 150x150x600 мм (тип 4, рис. 1) до $+90\text{ }^{\circ}\text{C}$ приводит к снижению прочности бетона на 1...4%, а при нагревании до температур $+150\text{ }^{\circ}\text{C}$ и $+200\text{ }^{\circ}\text{C}$ – к приросту прочности на осевое сжатие на 2,9% и 8,7% соответственно, по отношению к прочности не нагревавшегося бетона (рис. 2а). Для образцов размерами 250x250x650мм (тип

6, рис. 1) при нагревании до $+90^{\circ}\text{C}$ и $+150^{\circ}\text{C}$ прочность составила 0,95 и 1,01 от прочности ненагреваемых эталонных образцов.

Длительный нагрев при тех же температурах испытания эталонных образцов обусловил прирост прочности бетона соответственно на 6%, 12% и 14%, а для образцов размерами $250 \times 250 \times 650 \text{ мм}$ (тип 6, $M_0=16 \text{ м}^{-1}$) при температурах $+90^{\circ}$ и $+150^{\circ}\text{C}$ – соответственно на 87,1% и 99,8% от прочности эталонных образцов, не подвергавшихся нагреву (рис. 2 а).

В выполненных исследованиях при первом кратковременном и длительном нагреве существенного снижения прочности для эталонных образцов не наблюдается (не более 4%) в отличие от обычных тяжелых бетонов средней прочности [18], что объясняется более высокой прочностью цементного камня и, как следствие, более однородной структурой модифицированных высокопрочных бетонов, что обуславливает снижение влияния деструктивных факторов в контактной зоне «цементный камень – заполнитель».

Кратковременный нагрев в исследованном диапазоне температур приводит к снижению прочности высокопрочного бетона не более чем на 6%, длительный нагрев к практически полному ее восстановлению и приросту до 12%, предварительное длительное обжатие уровня $\eta_l=0,5$ при нагревании $+200^{\circ}\text{C}$ приводит к снижению прочности высокопрочного бетона не более чем на 7%.

Предельная сжимаемость высокопрочного модифицированного бетона при кратковременном нагреве до $+200^{\circ}\text{C}$ увеличивается до 35%, длительный нагрев привел при тех же температурах приводит к увеличению предельной сжимаемости на величину до 43% по отношению к ненагреваемому бетону, а длительное осевое сжатие уровня $\eta_l=0,5$ – к снижению до 13,5% по сравнению со значениями при длительном нагреве.

Значения начального модуля упругости при кратковременном нагреве до $+200^{\circ}\text{C}$ снизились на величину до 24%, а при длительном нагреве – дополнительно до уровня 0,65 по отношению к ненагретому бетону. Длительное предварительное обжатие уровня $\eta_l=\sigma_l/R_b=0,5$ при тех же температурах нагрева – к снижению начального модуля упругости на величину до 20,9% по сравнению с идентичными образцами при длительном нагреве.

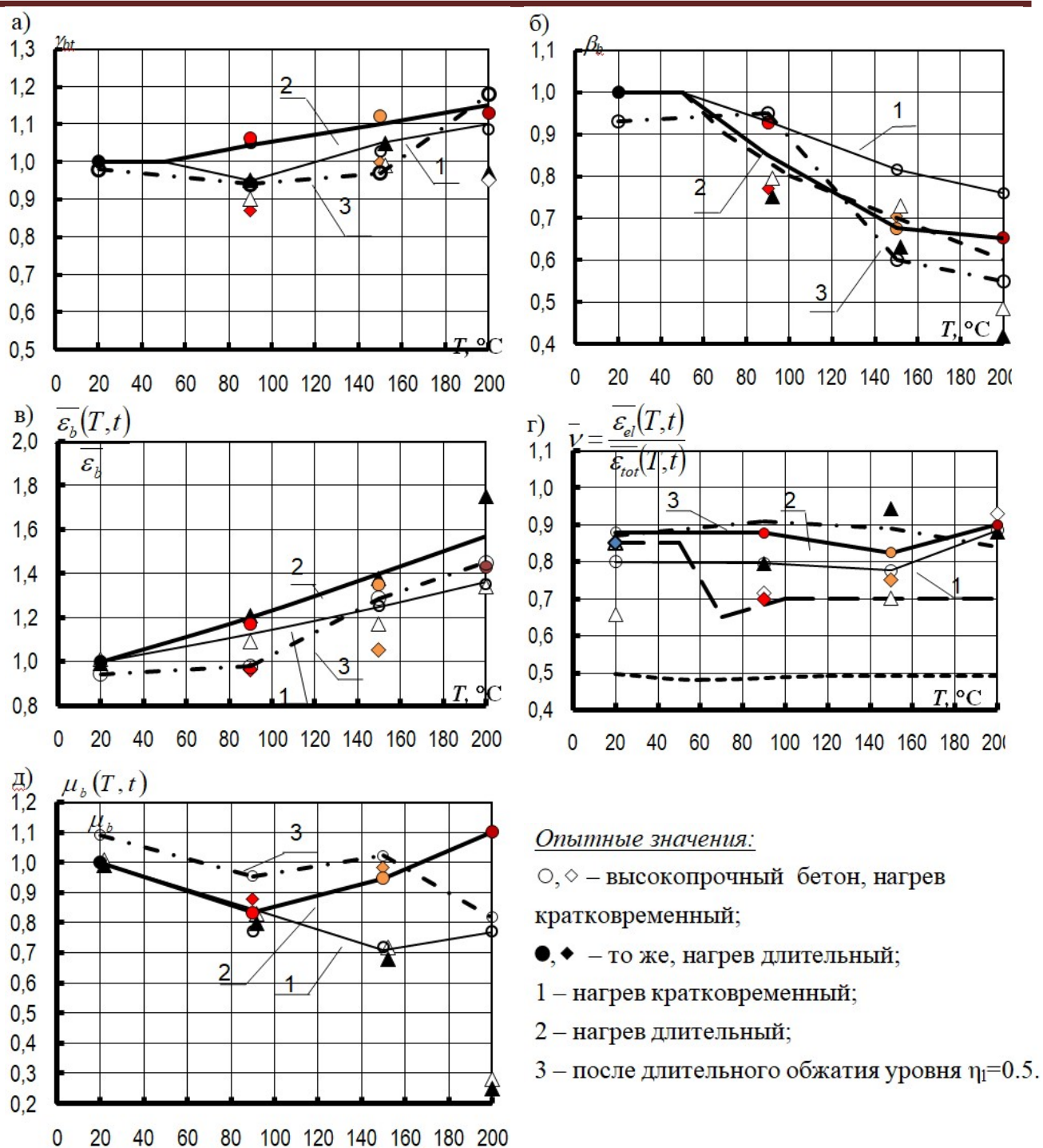


Рис. 6. Влияние кратковременного и длительного нагрева, длительного предварительного обжата уровня $\eta_I=0.5$ на прочность (а), начальный модуль упругости (б), предельную сжимаемость (в), коэффициент упругости (г) и коэффициент поперечных деформаций (д) высокопрочного модифицированного бетона при осевом сжатии: — — — — по рекомендациям СП [20] для обычного тяжелого бетона; — — — — расчет по данным табл. 2 и формулам (3.4) ÷ (3.13) для модифицированного тяжелого бетона; ····· — обычный тяжелый бетон. $\Delta \blacktriangle$ — опытные данные Корсун А.В. [1, 9].

Рекомендации по учету масштабного фактора при расчете прочности и деформаций железобетонных элементов из высокопрочных бетонов.

Для бетонных образцов-призм, изготовленных из крупнозернистого модифицированного бетона, отмечается явная зависимость конечных величин деформаций усадки от массивности образцов: с увеличением размеров опытных образцов увеличивается время стабилизации деформаций и снижаются их абсолютные значения. Если массивность конструкций выразить через модуль открытой поверхности M_0 (м^{-1}), то эта зависимость может быть представлена в виде кривой 1 на рис. 1. и аппроксимирована выражением:

$$\varepsilon_{cs,u}(M_0) = \varepsilon_{cs,u} \cdot \gamma_{cs,M_0}, \quad (1)$$

где $\varepsilon_{cs,u}$ – максимальная величина деформаций усадки образцов бетона эталонных размеров $150 \times 150 \times 600$ мм при $M_0 = 30 \text{ м}^{-1}$;

γ_{cs,M_0} – функция учета влияния массивности образцов на деформации их усадки в сравнении с деформациями эталонных образцов с $M_0 = 30 \text{ м}^{-1}$ по выражению, предложенному в работах Корсуна А. В [1,9]:

$$\gamma_{cs,M_0} = \left(\frac{M_0}{30} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

Аналогичная зависимость от массивности образцов отмечается также и для предельных величин деформаций ползучести: с увеличением размеров опытных образцов увеличивается период стабилизации деформаций и снижаются их абсолютные значения. В связи с этим влияние масштабного фактора на предельные величины деформаций ползучести высокопрочных модифицированных бетонов $\varepsilon_{cc,u}(M_0)$ в расчетах для условий нормальной температуры также могут быть описаны с помощью функции $\gamma_{cc,u}(M_0)$ по подобию зависимости (2) (рис. 8):

$$\varepsilon_{cc,u}(M_0) = \varepsilon_{cc,u} \cdot \gamma_{cc,u}(M_0) \quad (3)$$

где $\varepsilon_{cc,u}$ – максимальные значения деформаций ползучести образцов бетона эталонных размеров ($M_0 = 30 \text{ м}^{-1}$) при соответствующих уровнях нагружения (η_i).

Удельные деформации ползучести высокопрочного модифицированного бетона состава 2 в условиях нормальной температуры также существенно зависят от масштаба образцов – размеров и условий высыхания. Предельные значения удельных деформаций ползучести возрастают с ростом модуля открытой поверхности M_0 . При этом предельные величины удельных деформаций ползучести для образцов с равными значениями $M_0 = 16 \text{ м}^{-1}$, но разными

размерами поперечного сечения (типы 2, 5 и 6 согласно рис. 1) имеют близкие по своим абсолютным значениям величины (рис. 9).

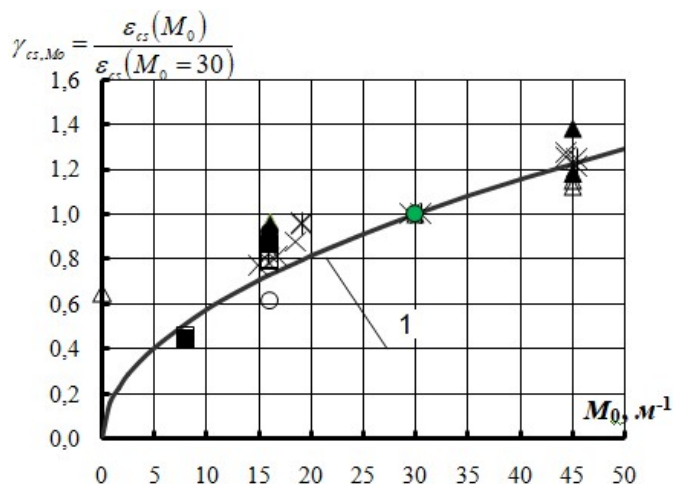


Рис. 7. Влияние масштабного фактора на относительные деформации усадки высокопрочного бетона образцов:

Δ , \circ , \square – опытные значения для образцов типов 1, 4, 6 (рис. 1) в продольном направлении;

\blacktriangle , \bullet , \blacksquare – то же, в поперечном направлении;

\diamond , \times – опытные значения Корсуна А.В. в продольном направлении Корсуна А.В. [1, 5];

\blacklozenge , \times – опытные значения Корсуна А.В. в поперечном направлении [1, 5];

1 – расчет по формулам (1...3).

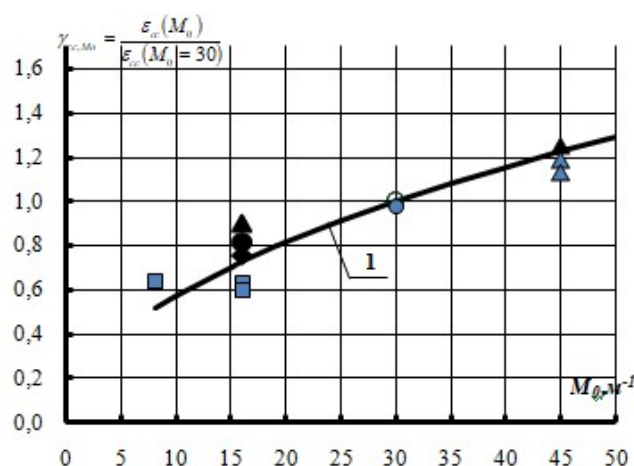


Рис. 8. Влияние масштабного фактора на предельные величины деформаций ползучести бетона для образцов из высокопрочного бетона в условиях нормальной температуры:

\blacktriangle , \bullet , \blacksquare – опытные значения относительных деформаций ползучести при уровне длительного нагружения $\eta=0,3$;

\blacktriangle , \bullet , \blacksquare – то же, при уровне длительного нагружения $\eta=0,5$;

1 – расчет по формуле (3).

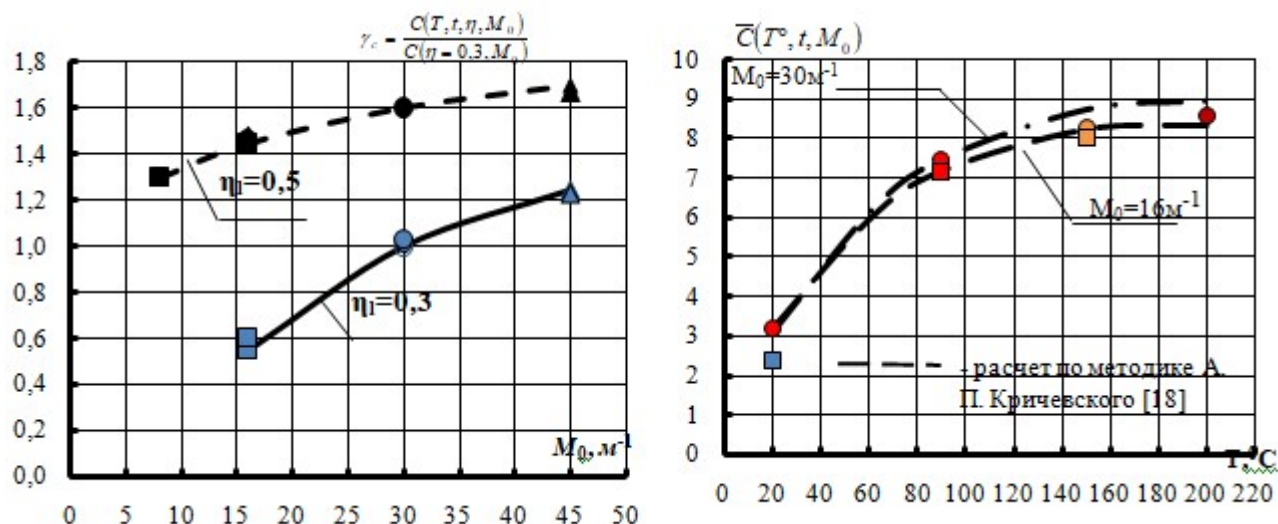


Рис. 9. Зависимость предельной величины удельных деформаций ползучести бетона состава от уровня длительного обжата и модуля открытой поверхности в условиях нормальной температуры (а), а также повышенных до +200 °С температур (б). Условные обозначения см. рис. 8.

Влияние масштабного фактора и длительного предварительного обжата на прочность, начальный модуль упругости и коэффициент упругих деформаций в предельном состоянии в условиях нормальной и повышенных до +200 °С температур предлагается учитывать с помощью коэффициентов условий работы по соотношениям вида:

$$R_b(T, t, M_0, \eta) = R_b \cdot \gamma_{bt}(T, t, M_0) \cdot \gamma_{bt, \eta} \quad (4)$$

$$E_b(T, t, M_0, \eta) = E_b \cdot \beta_b(T, t, M_0) \cdot \beta_{b\eta} \quad (5)$$

$$\bar{\nu}(\eta, M_0) = \bar{\nu}(\eta = 0) \cdot \gamma_{\nu\eta} \quad (6)$$

$$\bar{\varepsilon}_b(t^\circ, T, M_0) = \frac{1}{\bar{\nu}(t^\circ, T)} \cdot \frac{R_b \cdot \gamma_{bt}(t^\circ, T) \cdot \gamma_{b, M_0}}{E_b \cdot \beta_b(t^\circ, T)}, \quad (7)$$

$$\text{где } \gamma_{b, M_0} = 1,3 - 0,3 \cdot \left(\frac{M_0}{30} \right), \quad (8)$$

M_0 – модуль открытой поверхности бетона.

Зависимость прочности бетона на сжатие от объема и размеров конструкций в расчетах рекомендуется учитывать с помощью корректирующей функции γ_{b, M_0} (4), а значения начального модуля упругости и предельной сжимаемости – по формулам (5) ÷ (8) в зависимости от скорректированного по формуле (4) значения прочности $R_b(t^\circ, T, M_0)$.

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

Рекомендуемые значения коэффициентов условий работы, температурных деформаций и деформаций усадки для высокопрочных модифицированных бетонов применительно к диапазону температур $+20^{\circ} \div +200^{\circ}\text{C}$ представлены для исследуемого состава в табл. 2.

Таблица 2 - Коэффициенты температурных деформаций, условий работы и деформации усадки для высокопрочного модифицированного бетона в диапазоне температур от $+20^{\circ}$ до $+200^{\circ}\text{C}$

Коэффициент	M_0	при температуре, $^{\circ}\text{C}$:			
		+20	+90	+150	+200
$\gamma_{bt} = \frac{R_b(T, t) \cdot \gamma_{bM_0}}{R_b}$	45	0,95	-	-	-
	30	1,00	1,00 / 1,05	1,05 / 1,1	1,08 / 1,12
	16	0,95	- / 0,95	- / 1,0	- / 1,1
	8	0,93	-	-	-
$\beta_b = \frac{E_b(T, t) \cdot \beta_{bM_0}}{E_b}$	45	1,05	-	-	-
	30	1,00	0,93 / 0,8	0,82 / 0,7	0,75 / 0,65
	16	0,9	- / 0,75	- / 0,7	- / 0,7
	8	0,87	-	-	-
$\bar{\nu} = \frac{\bar{\varepsilon}_{el}(T, t)}{\bar{\varepsilon}_{tot}(T, t)}$	45	0,85	-	-	-
	30	0,9	0,85 / 0,9	0,85 / 0,85	0,9 / 0,9
	16	0,85	- / 0,7	- / 0,75	-
	8	0,8	-	-	-
$\alpha_{bt} \cdot 10^6, \text{град}^{-1}$	30	11,5	9,8 / 5,2	9,7 / 6,5	9,7 / 6,5
	16		- / 5,1	- / 6,8	- / 6,8
$-\alpha_{cs} \cdot 10^6, \text{град}^{-1}$	30	0,0	0,0 / 5,3	0,5 / 5,6	1,8 / 6,4
	16		- / 6,6	- / 5,7	- / 6,5

Примечания: 1. Над чертой – кратковременный нагрев, под чертой – длительный нагрев. 2. Коэффициенты для промежуточных значений температур определяются интерполяцией. 3. Полные деформации усадки ε_{cs} при воздействии повышенной температуры определяются суммированием составляющих при $T = +20^{\circ}\text{C}$ и при температуре T .

Учет влияния предварительного длительного обжата в условиях повышенных температур на характеристики механических свойств бетона в предельном состоянии в выражениях (6)÷(6) предлагается осуществлять функциями $\gamma_{b,\eta}$, $\beta_{b,\eta}$ и $\gamma_{v,\eta}$, для которых в качестве исходных выражений приняты известные соотношения Л.П. Макаренко, преобразованные для условий повышенных температур В.И. Корсуном [1]. Для высокопрочного модифицированного бетона выражения для этих функций могут быть представлены в виде:

$$\gamma_{bt,\eta} = A_1 \cdot (1 - \eta_{lt})^k + B_1 \cdot (1 - \eta_{lt}); \quad (9)$$

$$\beta_{b,\eta} = A_2 \cdot (1 - \eta_{lt})^n + B_2 \cdot (1 - \eta_{lt}); \quad (10)$$

$$\gamma_{v,\eta} = 3,75 \cdot (1 - \eta_{lt})^m - 2,75 \cdot (1 - \eta_{lt}). \quad (11)$$

$$\text{где } \eta_{lt} = f_{ck,p}(T, t, \eta) / f_{ck,p}(T, t); \quad B_i = 1 - A_i; \quad (i = 1, 2). \quad (12)$$

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

A_i - функции учета температуры t °:

$$A_1 = 2,7 \cdot 10^{-7} \cdot (T - 20^\circ)^3 - 1,12 \cdot 10^{-4} \cdot (T - 20^\circ)^2 + 1,66 \cdot 10^{-2} \cdot (T - 20^\circ) + 2; \quad (13)$$

$$A_2 = -1,22 \cdot (T - 20^\circ)^3 + 3,17 \cdot 10^{-4} \cdot (T - 20^\circ)^2 - 0,022 \cdot (T - 20^\circ) + 3,5; \quad (14)$$

k , n , m – коэффициенты нелинейности, которые для высокопрочного модифицированного бетона принимают значения:

$$k = 1,94 \cdot 10^{-3} \cdot (T - 20^\circ) + 0,35; n = 0,6; m = 0,6. \quad (15)$$

Таблица 3 - Коэффициенты условий работы для модифицированного бетона при повторном нагружении после длительного обжатия

Коэффициент	M_0	при температуре, °С:			
		+20	+90	+150	+200
$\gamma_{bt\eta} = \frac{R_b(T, t, \eta, M_0)}{R_b}$	45	1,09 / 0,93	-	-	-
	30	1,04 / 0,98	- / 0,94	- / 0,97	- / 1,18
	16	1,05 / 1,0	- / 0,95	- / 0,9	-
	8	- / 1,03	-	-	-
$\beta_b = \frac{E_b(T, t, \eta, M_0)}{E_b}$	45	1,1 / 1,05	-	-	-
	30	1,03 / 0,93	- / 0,95	- / 0,6	- / 0,55
	16	0,88 / 1,05	- / 1,02	- / 0,7	-
	8	- / 0,96	-	-	-
$\gamma_c = \frac{C(T, t, \eta, M_0)}{C(\eta = 0,3, M_0)}$	45	1,25 / 1,7	-	-	-
	30	1 / 1,6	- / 3,3	- / 3,65	- / 3,76
	16	0,55 / 1,45	- / 3,2	- / 3,62	- / 3,7
	8	- / 1,3	-	-	-

Примечание: над чертой – длительное нагружение уровня $\eta_1=0,3$, под чертой – то же, для уровня $\eta_1=0,5$; значения γ_c приведены относительно величины для уровня $\eta_1=0,3$ при температуре +20 °С.

Выводы

1. Экспериментально установлено, что характеристики прочностных и деформационных свойств высокопрочного модифицированного бетона существенно зависят от размеров и условий высыхания опытных образцов. В выполненных экспериментальных исследованиях выявлена четкая зависимость прочности, начального модуля упругости, предельной сжимаемости, предельных величин деформаций усадки и ползучести бетона при нормальной температуре от масштаба образцов. В качестве обобщенной физической характеристики, позволяющей учитывать размер и условия высыхания бетонных образцов (масштабный фактор), может быть принят модуль открытой поверхности.
2. Деформации усадки высокопрочного крупнозернистого бетона в условиях нормальной температуры в продольном направлении эталонных образцов-призм размерами 150×150×600 мм из высокопрочного тяжелого бетона составили, в среднем, $43,5 \cdot 10^{-5}$, а у образцов размерами 100×100×400 мм и 250×250×650 мм – соответственно 125% и 88% от

значений у эталонных призм. Для образцов всех размеров деформации усадки в поперечном направлении в 1,6÷1,8 раза превышали соответствующие значения в продольном направлении.

3. Установленную в экспериментальных исследованиях зависимость деформаций усадки и ползучести бетона от размеров образцов в расчетах конструкций применительно к условиям нормальной температуры предлагается учитывать с помощью масштабного коэффициента γ_{Mo} , определяемого по формулам (1...3) в зависимости от модуля открытой поверхности.

4. Результаты экспериментальных исследований ползучести высокопрочного модифицированного бетона в условиях осевого сжатия при уровнях длительного нагружения $\eta_t=0\div0,5$ свидетельствуют о существенном влиянии на предельные величины деформаций ползучести бетона модуля открытой поверхности M_0 опытных образцов. В линейных относительных деформациях ползучести отмечается тенденция к увеличению их предельных величин с ростом модуля открытой поверхности M_0 бетонных образцов. Линейные деформации ползучести образцов с одинаковым модулем открытой поверхности $M_0=16\text{м}^{-1}$, но с разным поперечным сечением имеют близкие по своим абсолютным значениям величины деформаций ползучести.

5. Для опытных образцов из высокопрочного бетона установлена существенная зависимость характеристик прочностных и деформативных свойств от их размеров. Так, у образцов-призм с поперечным сечением 100×100 мм значения прочности на сжатие R_b , начального модуля упругости E_b и предельной сжимаемости $\bar{\varepsilon}_b$ соответственно на 18%, 6% и 21% ниже соответствующих характеристик для эталонных призм сечением 150×150 мм, а у призм сечением 250×250 мм указанные характеристики свойств соответственно на 19%, 6% и 17% выше аналогичных характеристик у эталонных образцов.

6. Предложены выражения для аналитического описания и учета влияния повышенных температур, уровня длительного осевого сжатия и масштабного фактора на характеристики реологических, прочностных и деформативных свойств высокопрочных бетонов.

7. Обоснована возможность расчетного определения температурно-усадочных деформаций и деформаций ползучести бетона с учетом масштабного фактора по методике, разработанной А.П. Кричевским [18].

Список литературы

1. Корсун В.И. Влияние масштабного фактора и повышенных температур на прочность и деформации высокопрочного модифицированного бетона [Текст] / В.И. Корсун., А.В. Корсун // Вестник МГСУ. 2014. № 3. С. 179—188.
2. Волков А.С. Влияние повышенных температур (до +200°С) и длительности нагрева на диаграммы деформирования высокопрочного модифицированного бетона [Текст] / А. С.

- Волков // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник НДІБК. 2013. Вип. 2013 (78), Т.2. С. 117 – 123.
3. Корсун В.И. Оценка эффективности применения высокопрочных бетонов для возведения дымовых труб [Текст] / В.И. Корсун, А.С. Волков // Вісник ДонНАБА. – 2009. – Вип. 2009-4(78). – С. 60-64.
4. Корсун В.И. Механические и реологические свойства высокопрочных модифицированных бетонов при осевом сжатии [Текст]/ В.И. Корсун, А.С. Волков // Научно-технический сборник выпуск 86 Харьковской национальной академии городского Хозяйства. – 2009г. – с. 130-140.
5. Khemararak Khon, Vladimir Korsun, Quynh Ha and Andrey Volkov. Effect of Short-Term Heating up to +90 °C on Deformation and Strength of High-Strength Concrete / K. Khon, V. Korsun, Q. Ha, A. Volkov // Conference proceedings ECECE 2019. Part of the Lecture Notes in Civil Engineering book series (LNCE, volume 70). – Springer Nature Switzerland AG 2020. – pp. 585 – 592.
6. Blanks R.F., McNamara C.C. Mass Concrete Tests in Large Cylinders // ACI Journal, Vol. 31. January-February, 1935 – pp. 280-303.
7. Nishiyama I., Morino S., Sakino K., Nakahara H. 2002: Summary of Research on Concrete-Filled Structural Steel Tube Column System Carried Out Under The USJAPAN Cooperative Research Program on Composite and Hybrid Structures. – Japan. – 176 p.
8. Korsun, V. Characteristics of mechanical and rheological properties of concrete under heating conditions up to 200 °C [Текст]/ Korsun, V., Korsun, A., Volkov, A. // MATEC Web of Conferences 6, Concrete Spalling due to Fire Exposure, 07002. – Related Research. – 2013. – №6. – P. 1 – 8. – [Электронныйресурс]. – Режимдоступа: <http://dx.doi.org/10.1051/mateconf/20130607002>.
9. Некрасов, К. Д. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур [Текст] / К.Д. Некрасов, В. В. Жуков, В.Ф. Гуляева. – М.: Стройиздат, 1972. – 128 с.
10. Берг О.Я. Высокопрочный бетон [Текст]/ Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. – М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.
11. ХарлабВ.Д.Обобщение вейбуловской статистической теории хрупкого разрушения[Текст]// В.Д.Харлаб //Механика стержневых систем и сплошных сред – № 11. – 1987 – С.150-152.
12. Кришан. А.Л. Учет масштабного фактора при определении прочности сжатого бетона[Текст] / А.Л. Кришан. // – Евразийский Союз Ученых (ЕСУ)–2014 – С.64-65.
13. Селяев В.П Фрактальная природа масштабного эффекта прочности бетона [Текст]/ В.П Селяев, П.В. Селяев, А.О. Горенков, Е.С. Безрукова, Е.Л. Кечуткина // эксперт:теория и практика – 2020. № 4 (7) – с. 53-59
14. КарапетянК.А. Влияние масштабного фактора на сопротивляемость влажностной усадке старого бетона[Текст]/ К.А. Карапетян, Д.Г. Клекчян, Е.С.Манукян // Mechanics. ProceedingsofNationalAcademyofSciencesofArmenia, – 65 (2) – 2012 – с. 77-82. ISSN 0002-3051.
15. Карапетян К.С. Влияние размеров образца на усадку и ползучесть бетона [Текст]// Изв. АН Арм. ССР. Серия физ.-мат., естеств. и техн. наук. – Т9. № 1. – 1956 –с. 87-100.
16. Александровский С.В. О влиянии масштабного фактора на влажностные деформации бетона. [Текст]/С.В.Александровский //В кн.: Расчет железобетонных конструкций. Экспериментально-теоретические исследования по усовершенствованию расчета. Труды НИИЖБ. – Вып. 23. М.: Госстройиздат – 1961 – С. 207-228.
17. Корсун В.И. Неоднородность прочностных и деформационных свойств бетона по объему массивных элементов конструкций [Текст] / В.И.Корсун, Ю.Ю.Калмыков // Современные проблемы строительства. Донецк : Донецкий ПромстройНИИпроект, ООО «Лебедь». – 2002 – Т. 2. – С. 95—102.
18. Кричевский А. П. Расчет железобетонных инженерных сооружений на

19. Температурные воздействия [Текст] / Кричевский А. П. – М.: Стройиздат, 1984. – 148 с.
20. СП 27.13330.2011 Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур [Текст] – Актуализированная редакция СНиП 2.03.04-84. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.–121с.
21. ГОСТ 20910–90. Бетоны жаростойкие. Технические условия [Текст]. М.:Стройиздат,1991.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С КОСВЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

А.В. Недорезов ^а

^аГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»

Аннотация. *Представлены результаты анализа напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с косвенным армированием при численных испытаниях на одноосное сжатие, выполненных средствами программных комплексов «Лира САПР» и «ANSYS». В указанных ПК выполнен физически нелинейный расчет железобетонных образцов призм с применением соотношений ортотропной дилатационной модели деформирования бетона. За критерий разрушения образцов-призм при расчете принималось достижение напряжениями в бетоне предельных значений, с учетом неоднородного напряженного состояния по критериям прочности С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко и K.J. Willam - E.P. Warnke, а также напряжениями в продольной и поперечной арматуре предела текучести стали.*

В целом, учет физической нелинейности деформирования материалов позволяет с достаточной степенью точности оценивать деформации и несущую способность элементов образцов-призм с косвенным армированием в программных комплексах «Лира САПР» и «ANSYS». Результаты анализа согласуются с действующими нормативными документами. Определены соотношения объемного напряженного состояния в бетоне и напряжений в сетках косвенного армирования в зависимости от процента косвенного армирования для используемых в работе элементов.

Ключевые слова: *бетон, косвенное армирование, короткий центрально-сжатый элемент, объемное напряженное состояние, прочность, деформации, критерии прочности, дилатация, модели деформирования бетона.*

Косвенное армирование является эффективным способом повышения несущей способности сильно сжатых колонн, а также участков конструкций при местном приложении нагрузки. Экспериментальным и теоретическим исследованиям влияния косвенного армирования на прочность и деформации внецентренно сжатых железобетонных элементов посвящены работы [1,2,3, 4, 5, 6, 11, 12, 13, 16, 17], а изгибаемых - работы [10, 14, 15]. Установлено, что с увеличением коэффициента косвенного армирования отмечается повышение прочности бетона, что связано со сдерживанием косвенной арматурой поперечных деформаций бетона и созданию в конструкциях объемного напряженного состояния – трехосного сжатия. Отмечено [5, 11, 13], что с повышением прочности бетона эффект от влияния косвенного армирования снижается.

В качестве объекта теоретических исследований напряженно-деформированного состояния рассмотрены центрально сжатые железобетонные элементы с косвенным армированием на основе результатов испытаний образцов-призм, представленных в работе Корсуна А.В. [6].

**Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и
тепловлажностных воздействий различной длительности**

Железобетонные образцы представлены призмами размерами 150х150х600 мм и 250х250х650 мм, армированными поперечными сетками в сочетании с продольной арматурой. В качестве продольной рабочей арматуры принята арматура $\varnothing 10$ и $\varnothing 14$ мм класса А-III, соответственно. Геометрические характеристики и схема армирования элементов образцов-призм представлена на рисунке 1, характеристики материалов представлены в таблице 1, характеристики механических свойств арматурной стали и бетона – в таблицах 2 и 3.

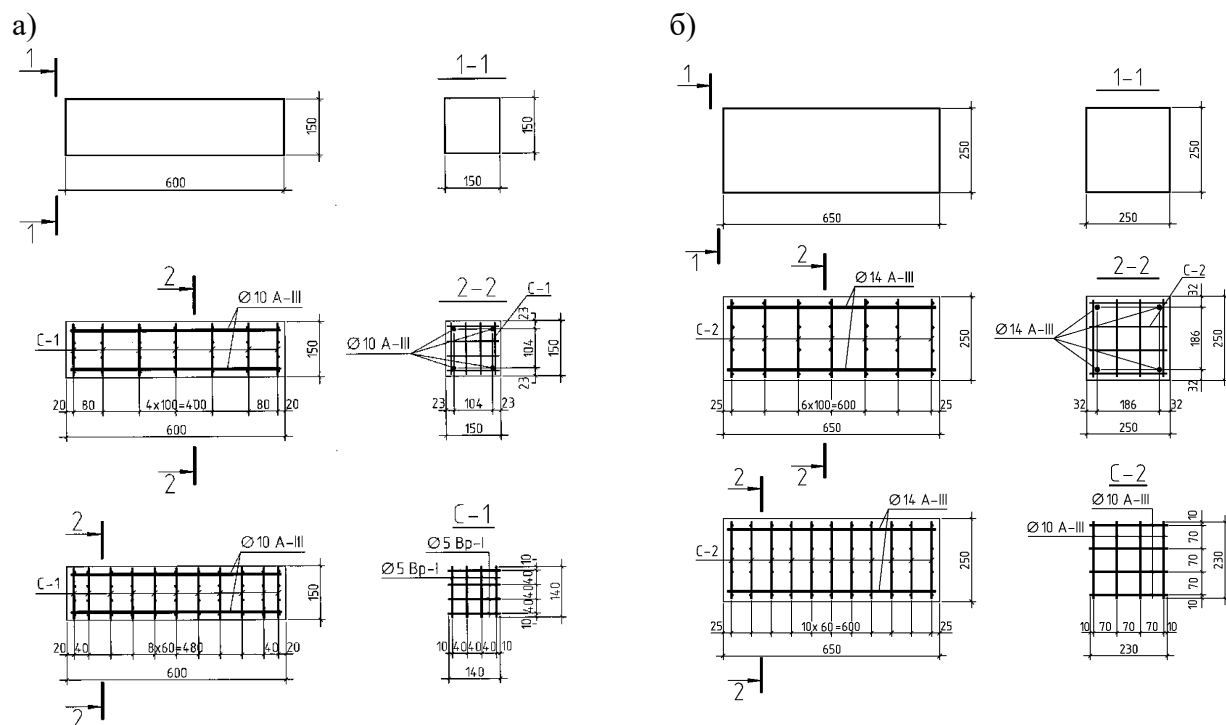


Рис. 1. Схемы продольного и поперечного армирования железобетонных образцов-призм размерами 150×150×600 мм ($\mu_{xy} = 1,3\%$ и $\mu_{xy} = 2,2\%$) (а) и 250×250×650 мм ($\mu_{xy} = 3,0\%$ и $\mu_{xy} = 5,0\%$) (б).

Таблица 1 - Характеристика опытных коротких колонн

№	Шифр образцов-призм	Схема испытания	Сечения образцов-призм, мм	Опытная величина разруш. напряж., МПа	Кол-во, диаметр и класс прод. арм-ры	Кол-во, диаметр и класс арм-ры в одном направл. сеток косвенного арм.	Шаг сеток косвен. арм., мм
1	КС-15-а	«а» - без косв. арм.	150х150х600	69,2	-	-	-
2	КС-15-б-ш.8	«б» - с косв. арм.		97,1	4 $\varnothing 10$ А-III	4 $\varnothing 5$ Вр-I	80
3	КС-15-б-ш.4	«б» - с косв. арм.		100,1	4 $\varnothing 10$ А-III	4 $\varnothing 5$ Вр-I	40
4	КС-25-а	«а» - без косв. арм.	250х250х600	82,5	-	-	-
5	КС-25-б-ш.10	«б» - с косв. арм.		108,0	4 $\varnothing 14$ А-III	4 $\varnothing 10$ А-III	100
6	КС-25-б-ш.6	«б» - с косв. арм.		122,1	4 $\varnothing 14$ А-III	4 $\varnothing 10$ А-III	60

Поведение бетонов и железобетонных конструкций при наличии нагрузок и тепловлажностных воздействий различной длительности

Таблица 2 - Характеристика свойств арматурной стали

№	Класс арматуры	Диаметр, мм	Предел текучести σ_T , МПа	Временное сопротивление σ_B , МПа	Относит. удлинение, %	Примечания
1	А-III	14	390	590	14,0	По ГОСТ 5781-82
2		10				
3	Вр-I	5	492	542	3,0	По ГОСТ 6727-80

Таблица 3 - Характеристика механических свойств бетона

№	Наименование образцов-призм	Призменная прочность R_b , [МПа]	Начальный модуль упругости E_0 , [МПа]	Предельные значения линейных компонентов деформаций		Коэффициент Пуассона, μ
				Сжатие, $\epsilon_{с3} \cdot 10^3$	Растяжение, $\epsilon_{с1} \cdot 10^5$	
1	КС-15-а, КС-15-б	69,2	33600	-2,60	18	0,18
2	КС-25-а, КС-25-б	82,5	33600	-3,09	18	0,18

В численных исследованиях оценка НДС элементов выполнена с использованием ПК «Лира-САПР 2017» и ANSYS Workbench 14.5. С использованием указанных ПК выполнен физически нелинейный расчет железобетонных образцов призм с неоднородным распределением свойств бетона по площади поперечного сечения.

В расчетах с использованием ПК «Лира-САПР 2017» моделирование бетона образцов-призм выполнено с помощью объёмных физически нелинейных универсальных пространственных 8-узловых изопараметрических конечных элементов (КЭ, тип 236), моделирование поперечной и продольной арматуры – физически нелинейными КЭ ферменного стержня (тип 204).

В расчетах с использованием ANSYS Workbench 14.5 моделирование бетона образцов-призм выполнено с помощью объёмных однородно структурных сплошных 20-узловых конечных элементов (КЭ, тип SOLID 185), моделирование поперечной и продольной арматуры выполнено балочным конечным элементом (тип BEAM 188).

Для описания нелинейных диаграмм деформирования бетона бетонных образцов-призм применялся встроенный в ПК «Лира-САПР 2017» экспоненциальный закон деформирования (11), трехлинейный закон деформирования (13), кусочно-линейный закон деформирования (14), закон деформирования Гениева (18) и модернизированный закон деформирования, внедренный с помощью программируемого приложения USERMAT в ПК ANSYS Workbench 14.5. Модернизация USERMAT заключалась в изменении алгоритма для применения

соотношений ортотропной дилатационной модели деформирования бетона, представленным в работе [8].

Анализ результатов расчета бетонных образцов-призм с учетом встроенных в ПК «Ли́ра САПР 2017» нелинейных законов деформирования и программируемого приложения USERMAT в ANSYS Workbench 14.5 представлен на рисунке 2. Наилучшая сходимость результатов экспериментальных [6] и численных исследований автора достигнута при использовании закона номер (14) ПК «Ли́ра САПР 2017» и модернизированного закона деформирования программируемого приложения USERMAT в ANSYS Workbench 14.5. Разница деформаций, полученных по результатам сравнения эксперимента и численных исследований по указанным моделям не превысила 5%.

Параметры диаграмм деформирования бетона определялись с использованием выражений, представленных в работе [8], разработанных на основе проведенных экспериментально-теоретических исследований.

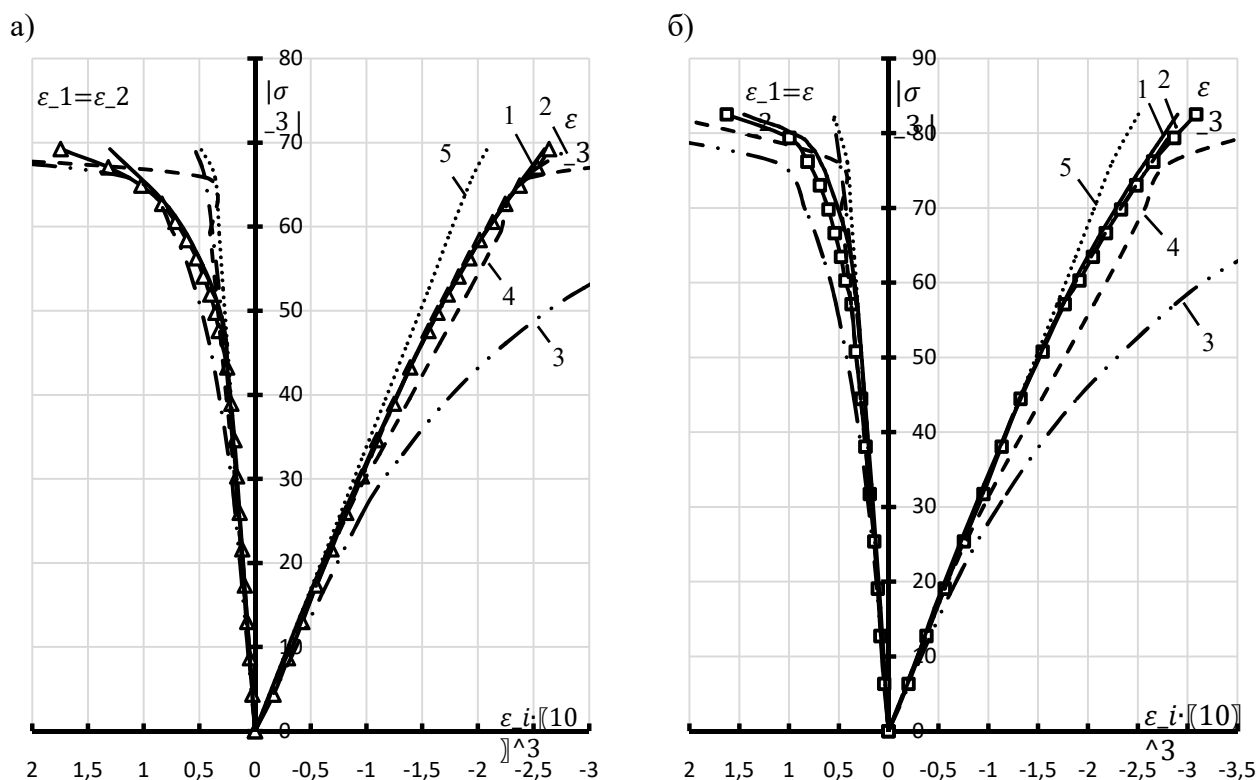


Рис. 2. Изменение компонент линейных деформаций бетонных образцов-призм размерами 150x150x600 (а) и 250x250x650 (б) в условиях одноосного сжатия. Теоретические кривые по законам нелинейного деформирования:

- | | |
|-------------------------------------|-------------------------------------|
| 1 ———— - ANSYS Workbench * | 2 — · — - закон №14 ПК «Ли́ра САПР» |
| 3 — · — - закон №11 ПК «Ли́ра САПР» | 4 - - - - закон №13 ПК «Ли́ра САПР» |
| 5 закон №18 ПК «Ли́ра САПР» | |

* — расчет с использованием выражений, представленных в работе [8], внедренных в программируемое приложение USERMAT ПК ANSYS Workbench 14.5

Общий вид расчетной модели представлен на рисунке 3. Загружение образцов-призм вертикальной сосредоточенной узловой нагрузкой выполнялось пошагово в соответствии со схемой испытания от предельной разрушающей нагрузки таблице 1. Закрепление образцов-призм осуществлялось по торцам образцов-призм: неподвижному торцу запрещались перемещения по направлениям X, Y, Z; подвижному торцу, к которому прикладываются усилия, запрещались перемещения по направлениям X, Y.

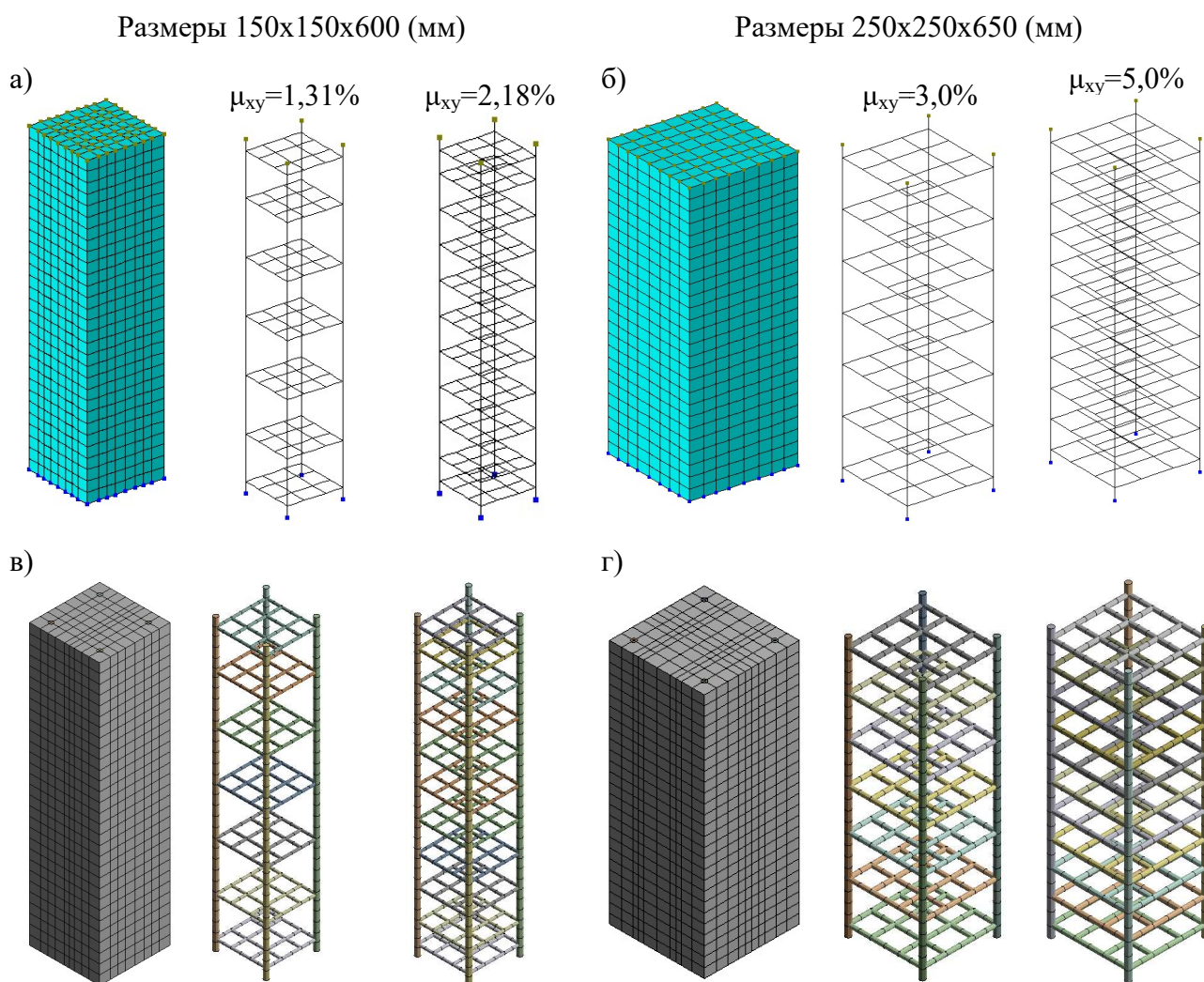


Рис. 3. Конечнэлементные модели образцов-призм размером 150x150x600 (а, в) и 250x250x650 (б, г) с коэффициентом косвенного армирования $\mu_{xy} = 1,3\%$, $\mu_{xy} = 2,2\%$ (а, в) и $\mu_{xy} = 3,0\%$, $\mu_{xy} = 5,0\%$ (б, г). Модели выполнялись с использованием ПК «Лира-САПР 2017» (а, б) и ANSYS Workbench 14.5 (в, г).

За критерий разрушения образцов-призм при расчете принималось достижение:

- напряжениями в бетоне предельных значений (табл. 3), с учетом неодноосного напряженного состояния по критериям прочности С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [9] и К.Л. Уиллама - Е.Р. Варнке [18], сопоставительный анализ критериев прочности для бетона представлен в работе [7];
- напряжениями в продольной и поперечной арматуре предела текучести стали согласно таблице 2.

Результаты расчета образцов-призм с учетом нелинейной работы материалов в ПК «Лира-САПР 2017» и ANSYS Workbench 14.5 приведены в таблице 4.

Использование в расчетах коэффициента поперечных деформаций $\mu=0.18$ привело к недооценке от 330% до 358% величины напряжения бокового обжатия бетона, обусловленного сетками косвенного армирования.

Учет фактического изменения коэффициента поперечных деформаций с увеличением уровня нагружения с учетом развития процессов дилатации вплоть до величины $\mu=0.5$ позволило учесть значительное повышение напряжения бокового обжатия бетона в горизонтальных направлениях, особенно при уровнях нагружения, близких к разрушающей нагрузке.

Результаты вычисления напряжений в поперечных направлениях для элементов с различными размерами и процентами косвенного армирования приведены в таблице 4 и рисунке 4 - 6. Напряжения в арматуре при учете фактического изменения коэффициента поперечных деформаций увеличились в 3,3÷3,58 раза.

Максимальная величина поперечных напряжений бокового обжатия в бетоне для элементов с размерами 150х150х600 с коэффициентом косвенного армирования $\mu_{xy}=1,31\%$ и $\mu_{xy}=2,18\%$ составили -1,1 и -4,2 МПа, соответственно. А для образцов размерами 250х250х650 с коэффициентом косвенного армирования $\mu_{xy}=3,0\%$ и $\mu_{xy}=5,0\%$ составили -3,91 и -8,59 МПа, соответственно.

Таблица 4 – Результаты расчета образцов-призм

№	Наименование параметров	Значения параметров							
1	Размеры образцов, мм	150x150x600				250x250x650			
2	Косвенное армирование, μ_{xy} %	1,31		2,18		3,0		5,0	
3	Значение коэф. попер. деформаций, учитываемое в расчете, μ	0,18	0,5	0,18	0,5	0,18	0,5	0,18	0,5
4	Призменная прочность R_b , МПа	69,2				82,5			
5	Опытная величина разрушающих напряжений, МПа, под чертой – $R_b / \sigma_z^{\text{разр}}$	<u>91,7</u> (1,33)		<u>100,1</u> (1,45)		<u>108.0</u> (1,31)		<u>122,1</u> (1,48)	
6	Приведенное сопротивление бетона сжатию с учетом косвенного армирования $R_{b,red}$, ф.104 [19], МПа, под чертой - $R_b / R_{b,red}$	<u>87,54</u> (1,27)		<u>95,68</u> (1,38)		<u>110,71</u> (1,34)		<u>121,57</u> (1,47)	
7	Приведенное сопротивление бетона сжатию с учетом косвенного армирования $R_{bs,loc}$, ф.8.84 [20], МПа, под чертой - $R_b / R_{bs,loc}$	<u>80,18</u> (1,16)		<u>87,49</u> (1,26)		<u>97,24</u> (1,18)		<u>109,69</u> (1,33)	
8	Предел текучести арматуры σ_T , МПа	492				390			
9	Напряжения в арм. стержнях сеток косвенного армирования, МПа	92,2	251,1	102,4	278,6	116,3	327,2	127,7	362,2
10	Поперечные напряжения в бетоне между сетками косвенного арм., МПа	-0,36	-1,1	-1,0	-4,4	-1,3	-3,9	-2,7	-5,9
11	Увеличение прочности бетона, между сетками, по критерию прочности [9] (σ_i / R_b)	1,04	1,14	1,12	1,7	1,14	1,51	1,29	1,79
12	Поперечные напряжения в бетоне в уровне сетки косвенного арм., МПа	-0,85	-2,12	-0,98	-3,01	-1,48	-4,57	-2,58	-8,15
13	Увеличение прочности бетона, в уровне сетки, по критерию прочности [9] (σ_i / R_b)	1,1	1,31	1,12	1,42	1,16	1,65	1,28	2,31

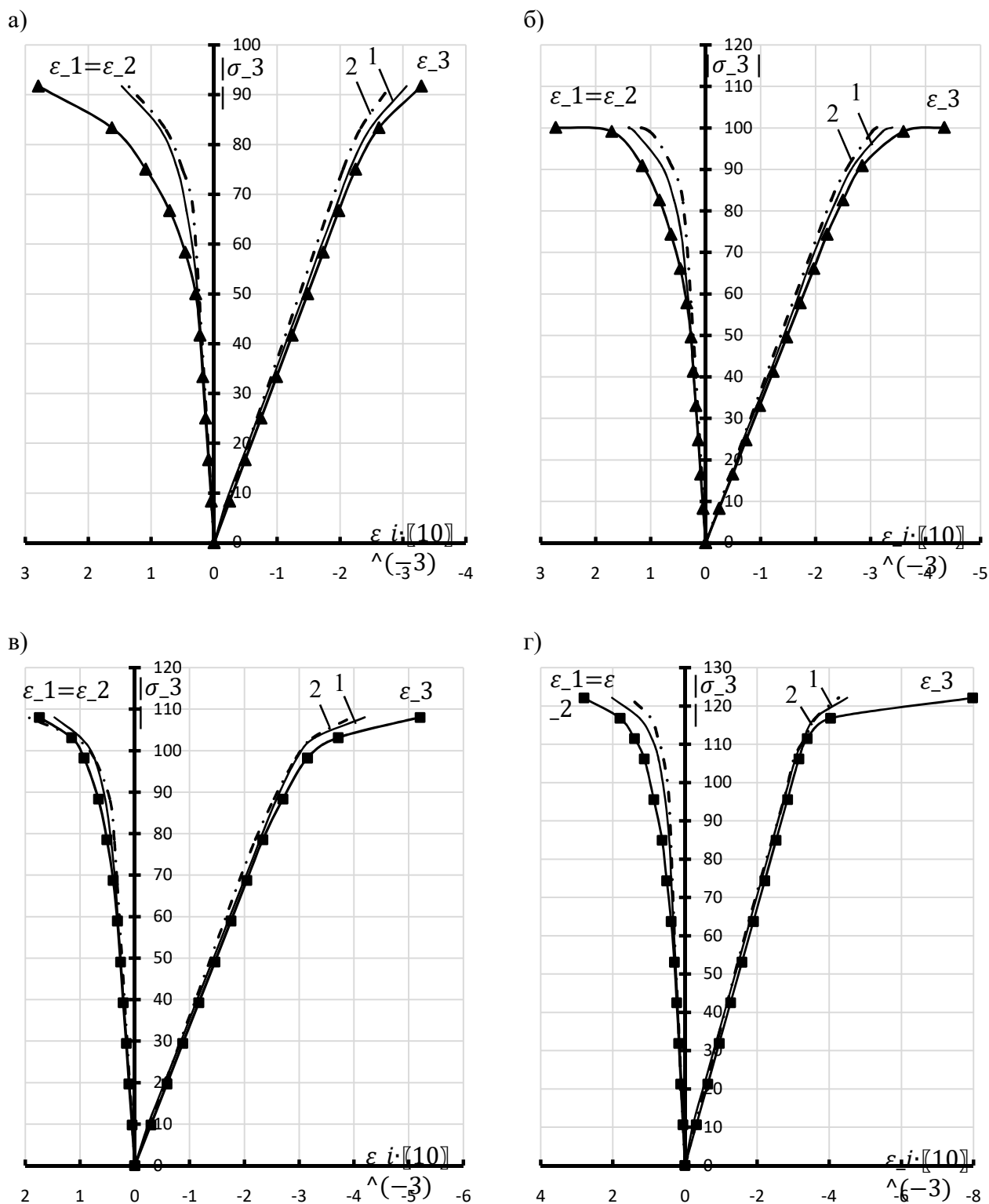


Рис. 4. Изменение компонент линейных деформаций железобетонных образцов-призм размерами 150x150x600 (а, б) и 250x250x650 (в, г) с коэффициентом косвенного армирования $\mu_{ky} = 1,3\%$ (а), $\mu_{ky} = 2,2\%$ (б), $\mu_{ky} = 3,0\%$ (в), $\mu_{ky} = 5,0\%$ (г) в условиях одноосного сжатия. Теоретические кривые по законам нелинейного деформирования:

1 — — — — — ANSYS Workbench *

2 — · — — — — закон №14 ПК «Лира САИР»

* — см. примечания к рисунку 3.

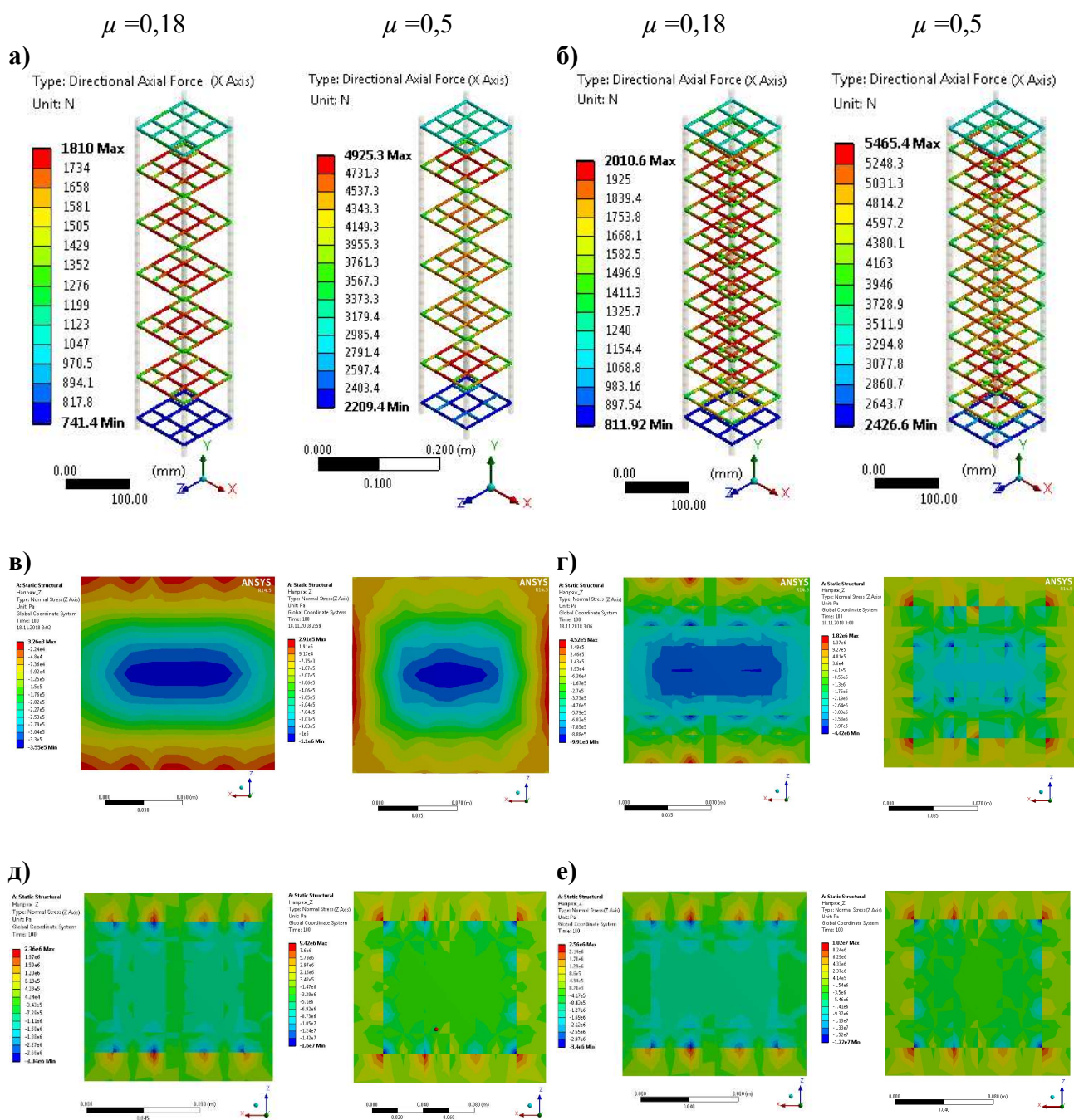


Рис. 5. Численные исследования НДС железобетонных образцов-призм $150 \times 150 \times 600$ с коэффициентом косвенного армирования $\mu_{xy} = 1,3\%$ (а, в), $\mu_{xy} = 2,2\%$ (б, г). а, б - изополя усилий в арматурных стержнях сеток косвенного армирования для $\mu_{xy} = 1,3\%$ (а) и $\mu_{xy} = 2,2\%$ (б) при коэффициенте поперечных деформаций $\mu = 0,18$ и $0,5$; в, г - изополя напряжений по площади поперечного сечения между сетками косвенного армирования для $\mu_{xy} = 1,3\%$ (в) и $\mu_{xy} = 2,2\%$ (г) при $\mu = 0,18$ и $0,5$; д, е - изополя напряжений по площади поперечного сечения в уровни сеток косвенного армирования для $\mu_{xy} = 1,3\%$ (д) и $\mu_{xy} = 2,2\%$ (е) при $\mu = 0,18$ и $0,5$.

Заключение.

Результаты выполненных численных исследований коротких сжатых элементов с косвенным армированием свидетельствуют о том, что учет дилатационных эффектов в поперечных направлениях элемента приводит к существенному уточнению напряжений бокового обжатия бетона и напряжений в сетках косвенного армирования, что, в свою очередь, привело к уточнению (повышению на величину до 32%) оценки прочности бетона в стесненных условиях. В то же время, использование в расчетах уточненных выражений представленных в работе [8] позволило получить хорошую сходимость результатов вычислений с данными экспериментальных исследований [6].

В целом, учет физической нелинейности деформирования материалов позволяет с достаточной степенью точности оценивать деформации и несущую способность элементов образцов-призм с косвенным армированием. Результаты выполненных расчетов с использованием ПК «Ли́ра САПР 2017» и ANSYSWorkbench 14,5 хорошо согласуются с данными экспериментальных исследований, результатами инженерных расчетов [20] и свидетельствуют, что наличие косвенного армирования может приводить к повышению несущей способности одноосно нагруженных образцов-призм в $1,33 \div 1,48$ раза.

Сдерживание поперечных деформаций бетона за счет сеток поперечного косвенного армирования приводит в условиях одноосного нагружения к возникновению в бетоне одноосно нагруженных образцов-призм объемного напряженного состояния – трехосного сжатия с соотношением напряжений $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3 = -0.07:-0.07:-1$ при проценте косвенного армирования 5%. Снижение интенсивности косвенного армирования до 1,31% изменяет пропорции трехосного сжатия до $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3 = -0.03:-0.03:-1$. Результаты моделирования объемного напряженного состояния средствами ПК «Ли́ра-САПР» в сочетании с соотношениями в работе [8] достаточно хорошо соответствуют результатам экспериментальных исследований.

Механические свойства железобетонных элементов с косвенным армированием можно изучать численным анализом компьютерных их моделей.

Список литературы

1. Байков, В.Н. Внецентренно сжатые колонны под тяжелые нагрузки [Текст] /В. Н. Байков, А. К. Фролов, Л. В. Ким, Н. Г. Матков // Бетон и железобетон. – 1989. – №5. – С. 25-26
2. Ванус, Д. С. Оценка эффективности применения поперечной сетчатой арматуры в центрально-сжатых железобетонных элементах [Текст] /Д. С. Ванус //Перспективы науки. – 2020. – №. 3. – С. 122-126.

3. Васильев, А.П. Прочность и деформативность сжатых элементов с косвенным армированием[Текст] /А. П. Васильев, Н. Г. Матков, Б. П. Филиппов // Бетон и железобетон. – 1973. – №4. – С. 17-19.
4. Власов, Г. М. Учет косвенного армирования в расчетах железобетонных элементов[Текст] / Г. М. Власов, В. М. Козлов // Бетон и железобетон. – 1988. – №4. – С. 31-33.
5. Гвоздев, А.А.О полной диаграмме сжатия бетона, армированного поперечными сетками[Текст] / А. А. Гвоздев, А. В. Шубик, Н. Г. Матков // Бетон и железобетон. – 1988. – №4. – С. 37-39.
6. Корсун, А. В. Прочность и деформации элементов из высокопрочного модифицированного бетона с косвенным армированием [Текст] / А. В. Корсун // ВісникНаціональногоуніверситету "Львівськаполітехніка". – 2010. – № 662: Теорія і практика будівництва. – С. 284–287.
7. Корсун, В. И. Сопоставительный анализ критериев прочности для бетонов [Текст] / В. И. Корсун, А. В. Недорезов, С. Ю. Макаренко // Сучаснепромислове та цивільнебудівництво. – Макіївка: ДонНАБА. – 2014. – Т. 10, № 1 – С. 65-78.
8. Корсун, В. И.Вариант описания закономерностей упругопластического и псевдопластического деформирования бетона в условиях объемного напряженного состояния[Текст] / В. И. Корсун, А. Н. Недорезов // Сучаснепромислове та цивільнебудівництво. – Макіївка: ДонНАБА. – 2014. – Т. 10, № 2 – С. 96-124.
9. Клованич, С. Ф. Численный эксперимент по исследованию деформационных теорий пластичности бетона [Текст] / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко // Вестник ОГАСА. Одесса: 2006. Вып. 22 – С. 122-130.
10. Манаенков, И. К. К совершенствованию диаграммы сжатого бетона с косвенным армированием[Текст] /И. К. Манаенков // Строительство и реконструкция. 2018. № 2 (76). С. 41-50
11. Мухамедиев, Т.А. Прочность и деформации стержневых элементов с косвенным армированием[Текст] / Т.А. Мухамедиев // Бетон и железобетон. – 1989. – №12. – С. 26-27.
12. Попов, Н. Н. Внецентренно сжатые элементы с продольной высокопрочной арматурой при статическом и динамическом нагружении[Текст] / Н. Н. Попов, Н. Г. Матков, А. А. Гончаров // Бетон и железобетон. – 1990. – №10. – С. 32-34.
13. Попов, Н. Н. Влияние косвенного армирования на деформативность бетона[Текст] / Н. Н. Попов, Н. Н. Трекин, Н. Г. Матков // Бетон и железобетон. – 1986. – №11. – С. 33-34.
14. Тамразян, А. Г.К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны[Текст] / А. Г. Тамразян, И. К. Манаенков // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 41-44.
15. Федорова, Н. В. Экспериментальные исследования живучести железобетонных рам с ригелями, усиленными косвенным армированием[Текст] / Н. В. Федорова, Д. К. Фан, Т. Ч. Нгуен //Строительство и реконструкция. – 2020. – №. 1. – С. 92-100.
16. Attard, M. A. stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression [Текст] / M.A. Attard, A.K. Samani // EngStruct. - 2012. - № 41. - P. 335-349.
17. Han, L.H. Performance of concrete - encased.CFST stub columns under axial compression [Текст] / L. H. Han, Y. H. An // Journal of Constructional Steel Research. 2014. Vol. 93, pp. 62.
18. Willam, K. J. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete [Текст] / K. J. Willam, E. P. Warnke // Int. Assoc. Bridge. Struct. Eng. – 1974. –Proc., v.19, pp. 1-31.
19. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
20. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с Изменением N 1) [Текст]. – М.:Стандартинформ, 2019. – 143 с.

СОДЕРЖАНИЕ

Корсун В.И. Развитие методов расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений на температурно-влажностные воздействия	2
Пляскин А.С., Белов Н.Н., Югов Н.Т., Югов А.А., Буньков В.Е. Исследование прочности бетонных, железобетонных и сталефибробетонных плит на высокоскоростной удар модельным снарядом	15
Смоляниченко А.С., Халюшев А.К. Разработка сухой строительной смеси с добавкой биоугля из рисовой соломы	26
Ватин Н.И., Нурмухаметов Р.Р. Стеклопластиковые сваи для усиления водонасыщенных глинистых грунтов	33
Леонович С.Н., Полейко Н.Л., Будревич Н.А. Технический анализ технологических характеристик минеральных композиций для защиты железобетонных конструкций	37
Леонович С.Н., Садовская Е.А., Полонина Е.Н., Будревич Н.А. Способ контроля качества сталефибробетона по коэффициенту интенсивности напряжений при нормальном отрыве	47
Газиев У.А., Рахимов Ш.Т. Закладочные смеси с применением отходов горнометаллургического комбината Узбекистана	53
Газиев У.А., Рахимов Ш.Т., Шакиров Т.Т. Подбор оптимального состава легкого бетона на пористом заполнителе из кварцевого порфира и зауглероженной глины	59
Шодмонов А.Ю. Изучение свойств базальтового фибробетона	67
Кадилова Д.Ш., Сайдуллаев А.Б. Прочностные и деформативные свойства бетонов на основе местного сырья и отходов промышленности	76
Шакиров Т.Т., Мўминова Н.А. Разработка свойств вяжущих веществ с помощью минеральных и химических добавок	85
Левин В.М., Стеблянко Л.В. Численный анализ напряженно-деформированного состояния двутавровой предварительно напряженной сборной железобетонной балки как объекта механики деформируемого твердого тела	97
Петраков А.А., Петракова Н.А., Панасюк М.Д. Численные испытания образцов бетона	108
Фоменко С.А. Проверка вертикальности железобетонных колонн производственного здания в условиях реконструкции	118
Машталер С.Н. Анализ напряженно-деформированного состояния фундамента под охлаждающее устройство сталеплавильного производства с вариантом применения высокопрочного сталефибробетона	125
Волков А.С. Влияние масштабного фактора и воздействия повышенных температур до +200°C на характеристики механических и реологических свойств высокопрочных модифицированных бетонов	144
Недорезов А.В. Объемное напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов с косвенным армированием	161

Научное электронное издание

**ПОВЕДЕНИЕ БЕТОНОВ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ
НАЛИЧИИ НАГРУЗОК И ТЕПЛОВЛАЖНОСТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ
РАЗЛИЧНОЙ ДЛИТЕЛЬНОСТИ**

(становление и развитие научной школы д.т.н, проф. А.П. Кричевского)

*Электронный сборник статей по материалам открытой международной
научно-технической конференции*

(20-21 октября 2020 г., г. Макеевка)

Ответственные за издание: ***В.М. Левин, А.В. Недорезов***

e-mail: zhbk@donnasa.ru

Компьютерная вёрстка: ***Т.О. Гранина***

Сайт: <http://www.donnasa.ru>