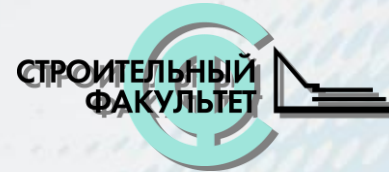




МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ  
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ



**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

**СБОРНИК НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИХ СТАТЕЙ  
(г. Минск, СФ БНТУ — 22-23.05.2013)  
в двух частях**

**ЧАСТЬ 2**

**Минск  
БНТУ  
2013**

Министерство образования Республики Беларусь  
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ  
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

---

---

Строительный факультет

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ  
И СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

*Сборник научно-технических статей  
(материалы научно-методического семинара)*

*22–23 мая 2013 г.*

В 2 частях

Часть 2

Минск  
БНТУ  
2013

УДК 69(083.7)(06)  
624.07.04(083.7)(06)  
ББК 38  
В74

Редакционная коллегия:

кандидат технических наук, заведующий кафедрой  
«Железобетонные и каменные конструкции» *В.Ф. Зверев*;  
ассистент кафедры «Железобетонные  
и каменные конструкции» *С.М. Коледа*;  
ассистент кафедры «Железобетонные  
и каменные конструкции» *С.Н. Делендик*;  
студентка группы 112179 БНТУ *Ю.Л. Скварко*

Рецензенты:

доктор технических наук, профессор кафедры  
«Железобетонные и каменные конструкции» *Т.М. Пецольд*;  
кандидат технических наук, профессор кафедры  
«Железобетонные и каменные конструкции» *Н.А. Рак*;  
кандидат технических наук, заведующий кафедрой  
«Металлические и деревянные конструкции» *А.Н. Жабинский*

Сборник содержит материалы Международного семинара «Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства». Включает материалы, раскрывающие проблемы и способы повышения качества подготовки кадров, результаты научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, а также о приведении в соответствие с Европейскими нормами и стандартами национальных правовых актов в области строительства.

Белорусский национальный технический университет благодарит УО «Брестский государственный технический университет», УО «Полоцкий государственный университет», УО «Гродненский государственный университет им. Я. Купалы», УО «Белорусский государственный университет транспорта».

Издание предназначено для научно-педагогических работников, проектировщиков, студентов, магистров и аспирантов.

**ISBN 978-985-550-313-3 (Ч. 2)**  
**ISBN 978-985-550-314-0**

© Белорусский национальный  
технический университет, 2013

## СОДЕРЖАНИЕ

### Раздел V. Технология производства строительных материалов, изделий и конструкций

*Elżbieta Szczygielska*

Статистики porządkowe w ocenie zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie на podstawie małych prób..... 8

*Бондарович А.И., Батяновский Э. И.*

Влияние комплексного воздействия эксплуатационной среды и механических нагрузок на динамику изменений свойств бетона элементов благоустройства ..... 28

*Васильев А.А.*

О Необходимости разработки национального нормативного документа по оценке карбонизации бетона ..... 40

*Галузо О.Г., Вершениа Е.Г.*

Энергоэффективность современных световых оконных систем 55

*Гущин С.В., Бабицкий В.В.*

Влияние прессующего давления на уплотняемость минеральных порошков ..... 60

*Дзэбиева Л.Б., Батяновский Э.И.*

Адаптация СТБ ЕН в области строительного материаловедения с национальной терминологией ..... 64

*Драган В.И., Драган А.В.*

Адаптация проектных решений крупнопанельных жилых домов в условиях применения технологического оборудования зарубежных производителей ..... 69

*Ковшар С.Н.*

Об особенностях проектирования составов морозостойких бетонов с учетом внедрения европейских норм ..... 77

*Коледа Е.А., Сафончик Д.И.*

Проблема в области технологического проектирования механизированных работ ..... 83

<i>Красулина Л.В., Потапова И.Л.</i> Декоративные облицовочные материалы из модифицированного мелкозернистого бетона.....	95
<i>Мордич М.М.</i> Исследование технологических свойств пенобетонной матрицы для получения конструкционно-теплоизоляционного материала - керамзитопенобетона .....	104
<i>Опекунов В.В.</i> Теплоэффективная однослойная стена.....	113
<i>Передков И.И., Леонович С.Н.</i> Классификация и сравнительный анализ систем предварительного напряжения железобетонных конструкций в построечных условиях .....	123
<i>Писаренко Д.В., Юхневский П.И.</i> Анализ технологий производства магнезиального вяжущего из доломитового сырья .....	131
<i>Повидайко В.Г.</i> Получение стеновых материалов на основе фосфогипса-полугидрата.....	138
<i>Полейко Н.Л., Леонович С.Н., Темников Ю.Н, Журавский С.В.</i> Прочностные и эксплуатационные характеристики бетона строительных конструкций защищенных системой «кальматрон» .....	145
<i>Рябчиков П.В., Батяновский Э.И.</i> Перспективы применения отечественных углеродных наноматериалов в технологии тяжелых и высокопрочных бетонов .....	159
<i>Смоляков А.В., Батяновский Э.И.</i> Свойства бетона на портландцементе с гранитным отсевом (ПЦГ). .....	173
<i>Степанова А.В., Талецкий В.В., Шевченко Д.Н.</i> Имитационное моделирование ресурса железобетонных конструкций, подверженных воздействию хлора .....	185

*Федорович П.Л., Батяновский Э.И.*

Взаимосвязь водопоглощения и морозостойкости бетона с крупностью мелкого заполнителя..... 194

*Хотько А.А., Старовойтов С.Н., Делендик С.Н., Босовец С.А.*

Использование европейского опыта совершенствования фальцевой кровли в республике беларусь..... 203

*Чернякевич О.Ю., Леонович С.Н.*

Применение европейских стандартов при оценке эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций при коррозии карбонизации..... 210

*Юхневский П.И., Широкий Г.Т.*

О роли наклепа в производстве бетона и железобетона..... 225

*Якимович В.Д., Федорович П.Л.*

Кинетика твердения цементного теста под водой..... 233

## **Раздел VI. Механика грунтов, основания и фундаменты**

*Кравцов В.Н.*

Строительные еврокоды и их применение при геотехническом проектировании и обучении студентов строительных специальностей на примере Еврокода 7..... 241

## **Раздел VII. Реконструкция зданий и сооружений**

*Баранчик В.Г., Минченя Т.П., Баранчик А.В.*

Исследование строительных конструкций покрытия из трехслойных металлических панелей с утеплителем из минераловатных плит..... 255

*Босовец Ф.П., Ловыгин А.Н.*

Исследование строительных конструкций здания-памятника архитектуры начала XX века..... 263

*Будыко Н.С.*

Железобетон в творчестве братьев Перре..... 269

*Зверев В.Ф., Леонович С.Н., Пелюшкевич А.И., Казаченко Н.Я.*

К вопросу оценки технического состояния сборных железобетонных многпустотных плит перекрытия ..... 276

*Коледа С.М., Скварко Ю. Л.*

Оценка технического состояния строительных конструкций здания по ул. Смоленской, 33 в г.Минске подлежащего реконструкции под административно-торговый центр ..... 284

*Мадалинский Г.Г., Горячева И.А., Мадалинская Н.Г.*

Анализ дефектного состояния одноэтажных жилых домов в д. Чуденичи Логойского района..... 290

*Полейко Н.Л., Леонович С.Н.*

Усиление строительных конструкций углеродными волокнистыми лентами ..... 298

**РАЗДЕЛ V. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА  
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ И  
КОНСТРУКЦИЙ**



МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012

**STATYSTYKI PORZĄDKOWE W OCENIE ZGODNOŚCI  
WYTRZYMAŁOŚCI BETONU NA ŚCISKANIE NA PODSTAWIE  
MAŁYCH PRÓB**

*ELŻBIETA SZCZYGIELSKA<sup>1</sup>*

Instytut Budownictwa, Zakład Budownictwa, Państwowa Szkoła  
Wyższa im. Papieża Jana Pawła II  
w Białej Podlaskiej, e-mail: e.szczygielska@dydaktyka.pswbp.pl

**Streszczenie:** Według obowiązujących przepisów normowych PN-EN 206-1:2003 kontrola zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie jest kontrolą wyrywkową opartą na ocenie liczbowej. Zgodność badanej partii betonu z deklarowaną klasą wytrzymałości zostaje potwierdzona po spełnieniu podwójnych kryteriów z uwzględnieniem przyjętego planu statystycznej kontroli jakości. Kryteria zgodności stosowane na etapie produkcji początkowej nie są pozbawione wad a wielu autorów ocenia je krytycznie. W artykule przedstawiono nowe kryterium zgodności dla małych prób opracowane na podstawie statystyk porządkowych. Opracowane kryterium dla prób o liczebności 3 poddano ocenie z wykorzystaniem prawdopodobieństwa akceptacji wyznaczonego metodą Monte Carlo przy założonej stałej wadliwości 5%. Przedstawione kryterium nie zależy od dyspersji wytrzymałości a prawdopodobieństwo akceptacji utrzymuje się na stałym poziomie, zbliżonym do poziomu właściwego na etapie produkcji ciągłej.

---

<sup>1</sup> Badania prowadzone pod kierunkiem prof. dr hab. inż. Wiktora Tura

**Słowa kluczowe:** beton, wytrzymałość, kryterium zgodności, statystyki porządkowe

## **1. Wprowadzenie**

Według normy PN-EN 206-1:2003 [1] kontrola zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie przeprowadzana jest z uwzględnieniem dwóch etapów produkcji, początkowej i ciągłej. Decyzja o potwierdzeniu zgodności wytrzymałości produkowanego betonu z wytrzymałością charakterystyczną przyjętą w projekcie konstrukcji żelbetowej, lub jej braku, podejmowana jest na podstawie porównania wyników badań próbek z kryterium zgodności. Zdaniem wielu autorów [4-7] kryteria dla produkcji początkowej nie mają dostatecznego uzasadnienia statystycznego. Konsekwencje wynikające ze stosowania obecnych kryteriów ponoszą głównie małe przedsiębiorstwa, produkujące beton epizodycznie. Stosując plan i częstotliwość pobierania próbek opisaną w [1] pozostają zwykle na etapie produkcji początkowej i mogą nie mieć możliwości przejścia na produkcję ciągłą. Produkcja betonów na etapie początkowym przy spełnieniu kryteriów opisanych w przytaczanej normie może okazać się nieekonomiczna dla producenta [6]. W artykule przedstawiono nowatorską procedurę opracowania kryterium zgodności na podstawie małych zbiorów wyników pomiarów wytrzymałości betonu, o liczebności do 13 elementów, opartą na statystykach porządkowych.

## **2. Kryteria oceny zgodności według PN EN 206-1**

Proces kontroli produkcji (ang. production control) opisany w § 9.1. PN-EN 206-1:2003 [1], obejmuje szereg działań podejmowanych w celu zapewnienia kontroli jakości produkcji betonu, w tym kontrolę zgodności. Odpowiedzialność za kontrolę produkcji ponosi producent.

Norma szczegółowo opisuje plan pobierania próbek do oceny zgodności (tab.1). Według [1] wynikiem badania  $f_{ci}$  może być wartość wytrzymałości otrzymana z pojedynczej próbki sześcienniej lub cylindrycznej albo może być nim średnia arytmetyczna z pomiarów co najmniej dwóch próbek wykonanych z tej samej próbki mieszanki i badanej w tym samym wieku. Przy drugiej procedurze obliczania wyniku  $f_{ci}$  należy pominąć wartości różniące się od wstępnie obliczonej średniej o więcej niż 15%, chyba że analiza danego przypadku nie wykaże racjonalnego powodu wyjaśniającego pominięcie pojedynczego wyniku badania.

**Tabela 1. Minimalna częstotliwość pobierania próbek do oceny zgodności**

Produkcja	Minimalna częstotliwość pobierania próbek		
	Pierwsze 50 m <sup>3</sup> produkcji	Po pierwszych 50 m <sup>3</sup> produkcji	
		Beton z certyfikatem kontroli produkcji	Beton bez certyfikatu kontroli produkcji
Początkowa	3 próbki	1 / 200 m <sup>3</sup> lub 2 / tydzień produkcji	1 / 150 m <sup>3</sup> lub 1 / dzień produkcji
Ciągła		1 / 400 m <sup>3</sup> lub 1 / tydzień produkcji	

Źródło: [1]

Zgodnie z § 8.2.1.3. PN-EN 206-1:2003 [1] potwierdzenie zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie uzyskuje się na próbkach badanych w 28 dniu dojrzewania, na podstawie średniej arytmetycznej  $f_{cm}$  obliczonej ze zbioru „n” kolejnych pokrywających się lub niepokrywających się wyników badań (kryterium 1) oraz dla każdego pojedynczego wyniku badania  $f_{ci}$  (kryterium 2). W tekście normy [1] zamieszczono uwagę, że kryteria zgodności opracowano na podstawie niepokrywających się wyników badań a zastosowanie kryteriów do pokrywających się wyników zwiększa ryzyko ich odrzucenia.

Uznaje się, że zgodność dotycząca wytrzymałości betonu na ściskanie jest potwierdzona, jeśli spełnione są jednocześnie oba kryteria, przedstawione w tabeli 2.

**Tabela 2. Kryteria zgodności dotyczące wytrzymałości na ściskanie**

Produkcja	Liczba „n” wyników badań wytrzymałości na ściskanie w zbiorze	Kryterium 1	Kryterium 2
		Średnia z „n” wyników ( $f_{cm}$ ) N/mm <sup>2</sup>	Dowolny pojedynczy wynik badania ( $f_{ci}$ ) N/mm <sup>2</sup>
Początkowa	3	$\geq f_{ck} + 4$	$\geq f_{ck} - 4$
Ciągła	15	$\geq f_{ck} + 1,48\sigma$	$\geq f_{ck} - 4$

Uwaga. Odchylenie standardowe  $\sigma$  określa się na podstawie co najmniej 35 kolejnych wyników badań wykonanych w okresie dłuższym niż trzy miesiące, uzyskanych w okresie bezpośrednio poprzedzającym okres produkcji, podczas którego ma być sprawdzana zgodność

Źródło: [1]

Wielkość  $f_{ck}$  oznacza wytrzymałość charakterystyczną zdefiniowaną jako kwantyl rzędu 0,05 rozkładu wytrzymałości w populacji generalnej.

Kryteria zgodności właściwe na etapie produkcji ciągłej, opracowane przez L. Taerwe, zostały obszernie przez niego opisane i uzasadnione [np. 8]. Ostateczną postać, czyli dobór wartości współczynników, ustalono przy wykorzystaniu krzywych operacyjno-charakterystycznych i planów kontroli wyrywkowej.

Jednakże kryteria stosowane na etapie produkcji początkowej nie mają oczywistego i dostatecznego uzasadnienia statystycznego [4,5] a przyjęte współczynniki testowe oceniane są krytycznie przez wielu autorów [np. 6,7].

### **3. Stosowanie statystycznych kryteriów zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie a ryzyko producenta**

Jak wynika z komentarzy do EN 206-1 [6,8-11], procedury oceny wytrzymałości betonu na ściskanie według kryteriów zgodności zostały opracowane na podstawie komputerowo wygenerowanych losowych wartości (metoda symulacji losowej Monte Carlo) oraz analizę rzeczywistej produkcji kilku konkretnych zakładów w Europie. W pracy [3] analizowano przykładowe dane, uzyskane dla różnych typów produkcji, umownie podzielonych na cztery grupy:

duże (large volume) stabilne przedsiębiorstwa;

duże niestabilne przedsiębiorstwa;

małe (low volume) przedsiębiorstwa, w których pobieranie próbek odbywa się regularnie;

małe przedsiębiorstwa, w których pobieranie próbek odbywa się nieregularnie.

Wyniki analiz pokazały, że największe ryzyko producenta występuje w grupie dużych, mocno obciążonych produkcją przedsiębiorstw, wykonujących próbki z dużą częstotliwością. Zawsze bowiem występuje ryzyko dostarczenia pewnej partii tzw. „wadliwego” betonu, zanim niezgodność wyrobu zostanie wykryta i podjęte zostaną działania korygujące.

Analizę ryzyka związanego ze stosowaniem statystycznych kryteriów zgodności zawartych w PN-EN 206-1:2003 [1] przedstawiono w [6]. Do oceny tego ryzyka wykorzystane zostały krzywe operacyjno-charakterystyczne (krzywe OC). Sformułowane przez autorów wnioski w odniesieniu do oceny zgodności przeprowadzanej na podstawie

małych zbiorów wyników ( $n = 3$ ) mówią, że zalecane kryterium prowadzi do paradoksu, polegającego na wzroście prawdopodobieństwa akceptacji przy jednoczesnym zwiększaniu się odchylenia standardowego wytrzymałości betonu (tab.3).

**Tabela 3. Prawdopodobieństwo akceptacji dla podwójnego kryterium zgodności wg PN EN 206-1:2003 przy stałej wadliwości partii  $w=0,05$**

Liczebność próby	Typ produkcji	Prawdopodobieństwo akceptacji dla odchylenia standardowego [MPa]				
		2	3	4	5	6
<b>n=3</b>	początkowa	0,267	0,707	0,863	0,917	0,939
<b>n=15</b>	ciągła	0,715	0,711	0,708	0,705	0,702

Źródło: [6, s.25]

Ocena ryzyka związanego ze stosowaniem podwójnego kryterium zgodności według [1] dla prób o liczebności 15 przedstawiona w tabeli 3 pokazuje, że przy stabilnej produkcji (współczynnik zmienności na poziomie 6%) prawdopodobieństwo akceptacji zgodności wytrzymałości badanej partii betonu z wytrzymałością projektowaną jest największe i nieznacznie maleje ze wzrostem odchylenia standardowego.

Na etapie produkcji początkowej istnieje ryzyko, że producent nie podejmie działań zapewniających stabilny proces produkcji a ryzyko odbiorcy związane ze skutkami zakupu partii betonu o zaniżonej jakości wzrośnie. Z przeprowadzonych badań wynika, że „bardzo często stosowanym sposobem zmniejszenia ryzyka dyskwalifikacji partii betonu jest zwiększenie wytrzymałości średniej zamiast redukcji jej rozrzutu. Takie postępowanie jest nieekonomiczne i nieracjonalne” [6, s.24].

#### **4. Krytyczna ocena współczynników testowych w kryteriach zgodności EN 206-1**

Przed wdrożeniem normy EN 206-1 w krajach europejskich obowiązywały różne kryteria zgodności. Były to kryteria pojedyncze lub podwójne. Zwykle wyrażane były za pomocą nierówności typu:

$$f_{cm} - \lambda s \geq f_{ck} \quad (1)$$

gdzie:

$f_{cm}$  – wytrzymałość średnia w próbie  $n$ - elementowej,

$f_{ck}$  – wytrzymałość charakterystyczna,

$\lambda$  – współczynnik testowy,  
 $s$  – odchylenie standardowe.

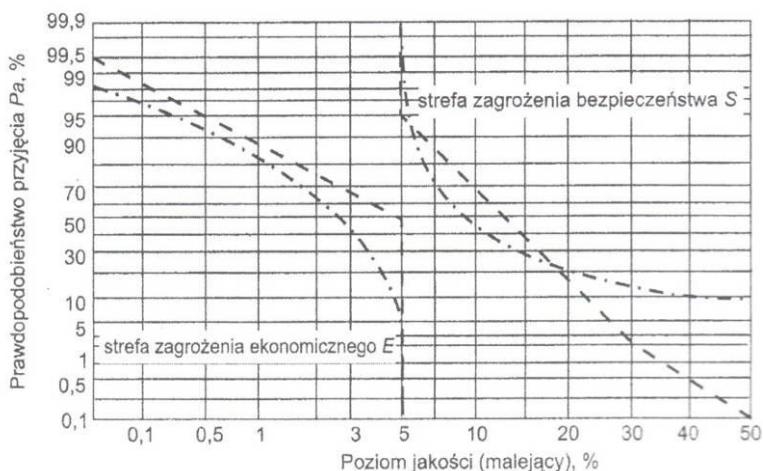
W przypadku oceny zgodności na podstawie małych zbiorów wyników (np.  $n = 3$ ) kryteria przyjmowały zwykle postać:

$$f_{cm} \geq f_{ck} + k_1, f_{min} \geq f_{ck} - k_2 \text{ lub } f_{cm} \geq k_3 f_{ck}.$$

Wartości współczynników testowych były zróżnicowane w poszczególnych normach.

Oceny kryteriów dokonywano za pomocą funkcji operacyjno-charakterystycznych. Zlinearyzowane krzywe OC dla kryteriów przedstawiano na specjalnych siatkach z uwzględnieniem granic obszarów nieekonomicznego i niebezpiecznego. Między tymi granicami powinny przebiegać linie OC.

Zmiany w podejściu do europejskich kryteriów zgodności wprowadził L. Taerwe. Zaproponował on nowe granice obszarów nieekonomicznego i niebezpiecznego (rys.1) krzywych OC i uwzględnił wpływ autokorelacji na te krzywe [8,17].

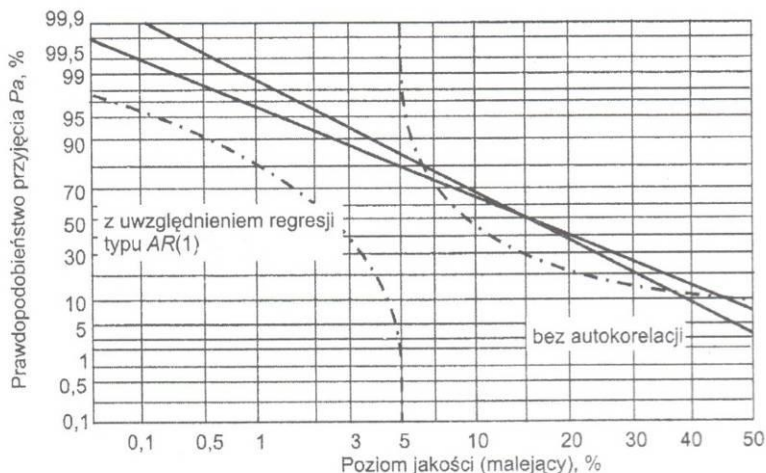


Rys. 1. Porównanie granic stref zagrożeń krzywych OC  
 (linie ciągłe – wg Taerwe, linie łamane – według CEB/CIP/FIP/RILEM)

Źródło: [7, s.30]

Porównanie linii OC dla podwójnego kryterium ( $n = 3$ ) typu  $f_{cm} \geq f_{ck} + k_1$  i  $f_{min} \geq f_{ck} - k_2$  dla  $k_1 = k_2 = 3$  z uwzględnieniem wystąpienia lub braku autokorelacji przedstawiono na

rysunku 2. Linie OC znajdują się częściowo w strefie zagrożenia bezpieczeństwa, co oznacza zwiększone ryzyko odbiorcy.



Rys. 2. Linie OC dla podwójnego kryterium zgodności typu  $f_{cm} \geq f_{ck} + 3$   
i  $f_{ci,min} \geq f_{ck} - 3$   
Źródło: [7, s.34]

Ocenę wartości współczynników testowych występujących w obecnie obowiązujących kryteriach zgodności przedstawił w [7] L. Brunarski, autor kryteriów zgodności wytrzymałości betonu przyjętych w dawnej polskiej normie PN-B-06250:1988 [2].

Jego zdaniem, przyjęcie w PN-EN 206-1:2003 wartości  $k_1 = k_2 = 4$  jest „co najmniej dziwne” [7, s.34].

Krytyczna ocena dotyczy również współczynnika 1,48 występującego w kryterium 1 na etapie produkcji ciągłej (patrz tab.2) oraz dopuszczenia warunku  $f_{ci,min} < f_{ck}$ . Przy tej wartości współczynnika testowego (1,48) poziom ufności jest nie wyższy niż 0,3 co zwiększa ryzyko odbiorcy [7, s.59].

W kontrolnych badaniach betonu na próbkach wykonanych w formach L. Brunarski proponuje przyjmowanie następujących kryteriów zgodności:

- przy małej liczbie kontrolowanych próbek (np.  $n = 3$ ) podwójne kryterium zgodności w postaci  $f_{cm} \geq f_{ck} + K$ ;  $f_{ci} \geq f_{ck}$ , przy czym dys-

kusyjna może być wartość parametru  $K$ ; jako optymalną proponuje on wartość między 5 a 6 MPa,

- przy liczbie kontrolowanych próbek  $n \geq 15$  pojedyncze kryterium

$f_{cm} \geq f_{ck} + ks$ , w którym stosowano by współczynnik  $k = 1,64$  [7, s.60].

## 5. Oszacowanie kwantyli rozkładu z wykorzystaniem statystyk porządkowych

Głównymi problemami statystycznej kontroli jakości betonu, produkowanego w małych ilościach są:

mała liczba badanych próbek (pomiarów  $x_i$ ), co pociąga za sobą małą dokładność otrzymanych oszacowań;

brak dostatecznej informacji *a priori* o przedmiocie kontroli, co z kolei nie pozwala upewnić się co do założeń dotyczących postaci rozkładu prawdopodobieństwa mierzonej wytrzymałości  $x$ .

W tych warunkach stosowanie powszechnie znanych metod analizy statystycznej jest mało efektywne (np. stosowane oszacowanie wartości oczekiwanej i wariancji jest optymalne przy założeniu normalności rozkładu zmiennej losowej). Alternatywną metodą może być zastosowanie nieparametrycznych przedziałów ufności, konstruowanych na podstawie statystyk pozycyjnych, które nie zależą od typu rozkładu zmiennej losowej ani od dyspersji wyników [13,14].

Metoda taka jest rekomendowana w ISO 12491:1997 [12]. W rozdziale 6.6 tego dokumentu opisana jest prosta procedura oceny kwantyli oparta na statystykach porządkowych. Uzyskane pomiary  $x_1, x_2, \dots, x_n$  należy przekształcić w szereg uporządkowany  $X_{1:n} \leq X_{2:n} \leq \dots \leq X_{n:n}$  a następnie określić oszacowanie kwantyla  $X_p$  rzędu  $p$  jako:

$$X_p = X_{k+1:n}, \quad (2)$$

gdzie  $k$  jest liczbą całkowitą spełniającą nierówność  $k \leq np < k + 1$ .

Przedstawiony w [12] związek między funkcją gęstości rozkładu kwantyla, w rzeczywistości nie ma zastosowania w praktyce, ponieważ wykorzystuje funkcję gęstości prawdopodobieństwa rozkładu populacji generalnej. Jeśli chodzi o rozważaną populację, to jej parametry *a priori* są nieznanne a populacja, jak wcześniej wspomniano jest hipotetyczna. W dalszej części rozdziału 6.6 sformułowane są zalecenia dotyczące oceny



kwantyla nawet dla małych prób, oparte znowu na założeniu o normalności rozkładu populacji a więc nie mające żadnego związku z matematycznym narzędziem statystyk porządkowych.

Należy zauważyć, że gdy  $np < 1$  oszacowaniem kwantyla zawsze będzie najmniejsza wartość w szeregu uporządkowanym, czyli  $X_{1:n}$  i będzie to wartość raczej zawyżona. Z drugiej strony, wyniki pomiarów zbliżone do wartości kwantyla niskiego rzędu zazwyczaj skrajnie rzadko dostają się do małej próby. Dlatego wartość kwantyla  $X_p$  rzędu  $p$  rozkładu populacji dla niewysokich rzędów ( np.  $p = 0,05$ ) prawie zawsze będzie mniejsza niż minimalna wartość w próbie.

Oszacowanie kwantyla, otrzymane na podstawie wzoru (2) daje ocenę punktową. Przedziałowe oszacowanie można przedstawić za pomocą dwustronnego lub jednostronnego przedziału ufności. Według [12] przy estymacji przedziałowej kwantyli poziom ufności  $\gamma$  powinien być na poziomie co najmniej 0,5 a jako wartość rekomendowaną podano  $\gamma = 0,75$ .

W przypadku ciągłej zmiennej losowej można przy użyciu dwóch statystyk porządkowych skonstruować przedział ufności dla kwantyla  $X_p$  rzędu  $p$  w populacji o nieznanym rozkładzie. Według [13] konstrukcję przedziału ufności takiego kwantyla przeprowadzić można w oparciu o warunek:

$$P(X_{r:n} \leq X_p \leq X_{s:n}) = \sum_{i=r}^{s-1} \binom{n}{i} p^i (1-p)^{n-i} \quad (3)$$

Jeśli  $r$  oraz  $s$  są wybrane w taki sposób, że:

$$\sum_{i=r}^{s-1} \binom{n}{i} p^i (1-p)^{n-i} \geq \gamma, \quad (4)$$

to  $(X_{r:n}, X_{s:n})$  jest nieparametrycznym przedziałem ufności dla kwantyla  $X_p$  rzędu  $p$  na poziomie ufności co najmniej  $\gamma$ .

W szczególności, jeśli końce przedziałów są kolejnymi statystykami  $X_{r:n}$  i  $X_{r+1:n}$  to:

$$P(X_{r:n} \leq X_p \leq X_{r+1:n}) = \binom{n}{r} p^r (1-p)^{n-r} \quad (5)$$

Natomiast jeśli kwantyl wykroczy poza zakres wartości pomiarowych wówczas:

$$P(X_p < X_{1:n}) = (1-p)^n \quad (6)$$

$$P(X_p > X_{n:n}) = p^n \quad (7)$$

Relacje opisane wzorami (5) – (7) przedstawiają rozkład prawdopodobieństwa dyskretnej zmiennej losowej, określającej położenie kwantyla  $X_p$  w uporządkowanym szeregu wyników  $n$ -elementowej próby losowej  $X_{1:n} < X_{2:n} < \dots < X_{n:n}$  (brak rang wiązanych). Rozkład ten, nazywany dalej rozkładem położenia kwantyla został opisany w pracy [15].

Jest to rozkład dwumianowy, w którym sukcesem jest zdarzenie polegające na tym, że kwantyl  $X_p$  przekroczył wartość z próby (jedną). Prawdopodobieństwem sukcesu jest rząd tego kwantyla, czyli  $P(X < X_p) = p$ , zaś liczba sukcesów to liczba statystyk porządkowych  $X_{i:n}$  z próby, które ten kwantyl przekroczył. Tak określona zmienna losowa przyjmuje  $n+1$  wartości, od 0 do  $n$ .

W tabeli 4 przedstawiono rozkład położenia kwantyla rzędu 0,05 dla próby o liczebności  $n=6$ .

**Tabela 4. Rozkład położenia kwantyla rzędu 0,05 dla serii wyników  $n=6$**

Położenie kwantyla	poniżej $X_{1:6}$	$(X_{1:6}, X_{2:6})$	$(X_{2:6}, X_{3:6})$	$(X_{3:6}, X_{4:6})$	$(X_{4:6}, X_{5:6})$	$(X_{5:6}, X_{6:6})$	powyżej $X_{6:6}$
Prawdopodobieństwo	0,735	0,232	0,031	0,002	8,46E-05	1,78E-06	1,56E-08

*Źródło: obliczenia własne*

Interpretując wartości przedstawione w tabeli 4 można zauważyć, że najbardziej prawdopodobne „położenie” kwantyla  $X_{0,05}$  z populacji jest poniżej wartości minimalnej z próby. Jednostronnym nieparametrycznym przedziałem ufności dla tego kwantyla na poziomie ufności co najmniej 0,5 jest przedział  $(-\infty, X_{1:6})$  a faktyczne prawdopodobieństwo pokrycia wynosi 0,735. Gdy poziom ufności zwiększymy do 0,95 dostaniemy przedział  $(-\infty, X_{2:6})$  przy faktycznym prawdopodobieństwie pokrycia 0,967.

Rozkład położenia kwantyla  $X_{0,05}$  zostanie wykorzystany do znalezienia estymatora kwantyla rzędu 0,05.

## 6. Estymator kwantyla rzędu 0,05

Oszacowanie kwantyla rzędu 0,05 wykorzystuje się do opracowania kryterium zgodności dotyczącego oceny wytrzymałości betonu na ściskanie. Kryterium takie można ogólnie zapisać w postaci warunku:

$$\tilde{X}_{0,05} \geq f_{ck}, \quad (8)$$

gdzie:  $\tilde{X}_{0,05}$  – oszacowanie kwantyla  $X_p$  rzędu  $p = 0,05$  w populacji generalnej,

$f_{ck}$  – wytrzymałość charakterystyczna betonu.

Konstrukcja kryterium zgodności opartego na warunku (8) wymaga wyboru właściwej metody, na podstawie której zostanie wyznaczone oszacowanie kwantyla  $X_{0,05}$  (ozn.  $\tilde{X}_{0,05}$ ) będące estymatorem wytrzymałości charakterystycznej w badanej populacji betonu.

Autorska metoda oszacowania kwantyla, bazuje na dwóch kolejnych statystykach porządkowych z próby. Opracowany przez autorkę estymator kwantyla rzędu 0,05 przedstawić można za pomocą wzoru ekstrapolacyjnego:

$$\tilde{X}_{0,05} = kX_{i:n} + (1 - k)X_{i+1:n}, \quad (9)$$

przy czym dla  $n < 14$  przyjmuje się  $i = 1$ , dla  $14 \leq n < 34$  przyjmuje się  $i = 2$  itd.

Wartości współczynników występujących w kombinacji liniowej zależą od liczebności próby  $n$  oraz rzędu kwantyla  $p$ . Pozycja statystyki  $X_{i:n}$  wyznaczona została na podstawie opracowanego rozkładu położenia kwantyla  $X_{0,05}$ . Przyjęty estymator  $\tilde{X}_{0,05}$  jest medianą w tym rozkładzie.

## 7. Kryterium zgodności dla małych prób opracowane na podstawie statystyk porządkowych

Autorskie kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie opracowane na podstawie statystyk porządkowych dla liczby wyników w serii  $n < 14$  ma postać:

$$kf_{c1} + (1 - k)f_{c2} \geq f_{ck}, \quad (10)$$

gdzie  $f_{ck}$  oznacza wytrzymałość charakterystyczną betonu,  $f_{c1} = X_{1:n}$  oraz  $f_{c2} = X_{2:n}$  oznaczają dwie najmniejsze wartości w uporządkowanej serii wyników takie, że  $f_{c1} < f_{c2}$ .

Współczynnik  $k$  zależy od liczby wyników w serii ( $n$ ) i przyjmuje wartości przedstawione w tabeli 5.

**Tabela 5. Wartości współczynnika  $k$  w zależności od liczby wyników w serii  $n$**

$n$	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$k$	1,421	1,384	1,344	1,304	1,264	1,223	1,183	1,143	1,103	1,062	1,021	0,980	0,938

Źródło: obliczenia własne

Lewa strona nierówności (10) jest oszacowaniem wartości kwantyla rzędu  $p = 0,05$  ( $\tilde{X}_{0,05;0,5}$ ) rozkładu wyników w populacji.

Znajdując oszacowanie kwantyla przyjęto ekstrapolację logarytmiczną:

$$\tilde{X}_{0,05;\beta} = \hat{a}_1 \ln \beta + \hat{a}_2 \quad (11)$$

gdzie:

$$\hat{a}_1 = \frac{f_{c_1} - f_{c_2}}{\ln \frac{\beta_1}{\beta_2}}$$

$$\hat{a}_2 = \frac{f_{c_2} \ln \beta_1 - f_{c_1} \ln \beta_2}{\ln \frac{\beta_1}{\beta_2}}$$

$$\beta_i = 1 - G(X_i) \text{ dla } i = 1, 2.$$

Prawdopodobieństwo  $\beta_i$  zostało zdefiniowane wzorem:

$$\beta_i = 1 - G(X_i) = P(X_{i:n} \leq X_p) \quad (12)$$

Ponieważ jako estymator kwantyla  $X_{0,05}$  przyjęto medianę w rozkładzie położenia kwantyla, więc  $\beta = 0,5$ . Wówczas, podstawiając

$$k = \frac{\ln \frac{0,5}{\beta_2}}{\ln \frac{\beta_1}{\beta_2}} \quad (13)$$

otrzymano żądany estymator dla małej próby ( $n < 14$ ):

$$\tilde{X}_{0,05;0,5} = k f_{c_1} + (1 - k) f_{c_2} \quad (14)$$

Analizując wartości współczynnika  $k$  przedstawione w tabeli 5, można zauważyć, że oszacowanie kwantyla rzędu 0,05 dla  $n < 14$  znajduje się poniżej najmniejszego wyniku  $f_{cl}$ , co oznacza, że zgodność nie zostanie potwierdzona gdy  $f_{cl} < f_{ck}$ . Dla  $n \geq 14$  oszacowanie kwantyla położone jest w przedziale  $(X_{1;n}, X_{2;n})$ .

Racjonalne kryteria zgodności powinny spełniać trzy podstawowe warunki:

- zwiększenie liczebności próby  $n$  powinno pociągać za sobą wzrost wartości prawdopodobieństwa akceptacji  $P_a$ , czyli zmniejszać ryzyko producenta;
- zmniejszanie rozrzutu wyników powinno powodować zwiększanie wartości prawdopodobieństwa akceptacji  $P_a$ ;
- prawdopodobieństwo akceptacji partii betonu ( $P_a$ ) spełniającej kryterium powinno być nie mniejsze niż wstępnie ustalona wartość i uwzględniać kompromis między ryzykiem producenta a ryzykiem odbiorcy.

Sformułowane kryterium zgodności (10) dla małych prób poddano ocenie, obliczając prawdopodobieństwo akceptacji. Wykorzystano w tym celu metodę symulacji losowej Monte Carlo. W oparciu o algorytm przedstawiony w [17] wygenerowano po 100 000 serii liczb losowych o liczebności  $n = 3$  zgodnych ze standardowym rozkładem normalnym. Przyjmując jako model beton klasy C25/30 i założoną stałą wadliwość partii  $w = 0,05$  oraz zmienne odchylenie standardowe ( $\sigma = 2, 3, 4, 5$  i  $6$  MPa), otrzymano 5 różnych rozkładów. Przy ustalonej frakcji wad obliczono prawdopodobieństwa akceptacji dla podwójnego kryterium zgodności wg normy PN-EN 206-1:2003 w postaci:

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 4 \text{ i } f_{c,min} \geq f_{ck} - 4$$

oraz kryterium utworzonego na podstawie (10):

$$1,421 + (1 - 1,421)f_{c2} \geq f_{ck}$$

Porównanie otrzymanych wartości prawdopodobieństw z uwzględnieniem odchylenia standardowego przedstawiono w tabeli 6.

W odniesieniu do oceny kryterium zgodności według PN-EN 206-1 otrzymane wartości prawdopodobieństw akceptacji (tab.6) są bardzo zbliżone do wyników, jakie przedstawili S. Woliński i I. Skrzypczak w [6].

**Tabela 6. Prawdopodobieństwo akceptacji dla podwójnego kryterium zgodności dla serii próbek o liczebności  $n=3$  przy stałej wadliwości partii  $w=0,05$**

Kryterium	Prawdopodobieństwo akceptacji dla odchylenia standardowego [MPa]				
	2	3	4	5	6
PN	0,2693	0,7049	0,8651	0,9264	0,9372
EN206-1	(0,267)	(0,707)	(0,863)	(0,917)	(0,939)
Nowe kryterium	0,7053	0,7047	0,7053	0,7050	0,7053

*Źródło: obliczenia własne; w nawiasach - wartości otrzymane przez S. Wolińskiego i I. Skrzypczak [6]*

Analizując wartości prawdopodobieństw akceptacji otrzymanych dla zaproponowanego kryterium zgodności można zauważyć, że prawdopodobieństwo to utrzymuje się na stałym poziomie około 0,705 i nie zależy od odchylenia standardowego. Ponadto uzyskane wartości są zbliżone do prawdopodobieństw akceptacji przedstawionych przez S. Wolińskiego i I. Skrzypczak w [6] dla produkcji ciągłej wg PN-EN 206-1:2003 (patrz tab.3).

Porównując wyniki przeprowadzonych analiz można stwierdzić, że przedstawione przez autorkę kryterium zgodności wypadło we wstępnej ocenie lepiej, niż obecnie obowiązujące. Głównym zarzutem, jakie postawiono aktualnemu kryterium według normy PN-EN 206-1:2003, był bardzo niski poziom prawdopodobieństwa akceptacji przy stabilnym procesie produkcji i wzrost tego prawdopodobieństwa ze wzrostem niejednorodności wytrzymałości betonu. Kryterium zgodności opracowane na podstawie statystyk porządkowych tej wady nie posiada, ze wzrostem rozrzutu nie wzrasta prawdopodobieństwo akceptacji a wręcz utrzymuje się na stałym poziomie.

Dodatkową zaletą przedstawionego kryterium jest to, że przy ocenie zgodności nie wymaga się znajomości typu rozkładu w populacji i kontrolowania odchylenia standardowego.

## 8. Wnioski

Wstępna weryfikacja przedstawionej w artykule metody oszacowania kwantyli i kryterium zgodności opartego na statystykach porządkowych pozwala na sformułowanie następujących wniosków:

Oszacowanie wytrzymałości charakterystycznej otrzymane metodą statystyk porządkowych nie wymaga znajomości *a priori* rozkładu wytrzymałości w populacji generalnej.

Oszacowanie kwantyla rzędu 0,05 w rozkładzie wytrzymałości otrzymane metodą statystyk porządkowych nie zależy od wszystkich wyników w serii a na jego wartość mają wpływ tylko dwa najmniejsze wyniki.

Przy wadliwości 5% prawdopodobieństwo akceptacji oceniające kryterium zgodności dla serii wyników o liczebności  $n = 3$ , zalecanej przez EN 206-1, utrzymuje się na stałym poziomie około 0,705 i nie zależy od dyspersji wytrzymałości.

Wartości prawdopodobieństw akceptacji uzyskane przy ocenie kryterium zgodności dla serii wyników o liczebności  $n = 3$  wyznaczone przy stałej wadliwości 5% są zbliżone do prawdopodobieństw akceptacji wyznaczonych dla produkcji ciągłej wg PN-EN 206-1:2003 [1].

Przedstawione w artykule kryterium zgodności, wykorzystujące dwie kolejne początkowe statystyki porządkowe jest nowatorskim podejściem statystycznej kontroli jakości (SKJ). Może być alternatywą w sytuacjach, kiedy chcemy ocenić zgodność produkcji z ustalonymi wymaganiami określonymi za pomocą parametrów pozycyjnych a dysponujemy skrajnie małymi próbami. Tam, gdzie badanie ma charakter niszczący nie można sobie pozwolić na zgromadzenie dużej ilości wyników.

## LITERATURA

1. PN EN 206-1:2003. Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
2. PN-B-06250:1988. (d. PN-88/B-06251) Beton zwykły.
3. Crompton S.J. Conformity to EN 206. Materials of Institute of Concrete Technologies, June (2008) 35–47.
4. Beal A.N. Concrete strength testing - are the code writers getting it right? *The Structural Engineer* 87 (10) (2009) 73.
5. Beal A.N. Concrete Cube Strength - what use are Statistics? *ICE Proc. Part 2*, December (1981) 1037–1048.
6. Woliński S., Skrzypczak I. Kryteria statystyczne zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie. *Materiały Budowlane* 2 (2006) s. 20–25.
7. Brunarski L. Podstawy matematyczne kształtowania kryteriów zgodności wytrzymałości materiałów, ITB, 2009.

8. Taerwe L. Analysis and modeling of autocorrelation in concrete strength series, w: Proceeding 4th International Probabilistic Symposium, 12–13 October 2006. (ed. Proske D., Mehdiapours M.) Berlin, Germany (2006) s. 57–70.
9. Caspeele R., Taerwe L. Variance reducing capacity of concrete conformity control in structural reliability analysis under parameter uncertainties, w: Application of Statistics and Probability in Civil Engineering. (ed. Faber, Kohler) (2011) s. 2509–2516.
10. Blaut H. Sampling inspection plan and operating characteristics for concrete (1977). Deutscher ausschuss für stahlbeton (233),1973.
11. Caspeele R. Probabilistic Evaluation of Conformity Control and the Use of Bayesian Updating Techniques in the Framework of Safety Analysis of Concrete Structures. PhD thesis, Ghent University, Ghent, Belgium (2010) s. 129
12. ISO 12491:1997 Statistical methods for quality control of building materials and components. European Standard, CEN.
13. Dawid, H. A. Order Statistics, 2nd ed. Wiley, New York, 1981.
14. Kendall M. Stewart A. Statisticzeskie wywody I swiazi . Nauka, 1973.
15. Tur W., Derechennik S., Szczygielska E. Niekotoryje problemy ocenki sootwietstwia procznosti betona soglasno normy EN 206-1:2000, w: Problemy sovremennowo betona i żelezobeta. (ed. Markowski M.) Mińsk 2011.
16. Gumbel E. Statistika ekstremalnych znaczenij. Mir, 1965.
17. Taerwe, L. Evaluation of compound compliance criteria for concrete strength. Materials and Structures 21(1) (1988)13-20.
18. Guidance on the application of the EN 206-1 conformity rules (ed. Harrison T.) Quarry products Association, 2001.



# **Applying of order statistics for assessment of the concrete compressive strength conformity based on small sets of results**

Elżbieta Szczygielska

*Institute of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Pope John Paul II State School of Higher Education in Biala Podlaska, e-mail:*

[e.szczygielska@dydaktyka.pswbp.pl](mailto:e.szczygielska@dydaktyka.pswbp.pl)

**Abstract:** The test of concrete compressive strength conformity with current regulations PN EN 206-1:2003 is the sampling inspection based on a numerical evaluation. Satisfying the compound criteria, including the adoption of statistical quality control plan confirms the conformity of the examined batch of concrete defined by the declared class of compressive strength defined by characteristic value of compressive strength. The conformity criteria recommended according to that standard at the initial production phase are not without flaws and they are critically evaluated by many authors. This paper presents a new criterion of conformity for small sets of results based on order statistics. A preliminary evaluation of the criterion was made for the series with a small number of the test results with the use of probability of acceptance determined by means of the Monte Carlo method with the assumed 5% fraction defective. The analysis of the results has shown that the presented criterion does not depend on the dispersion of results whereas the probability of acceptance is maintained at a constant level approached to the appropriate one at the stage of continuous production.

**Keywords:** concrete, compressive strength, conformity criterion, order statistics.

## **Introduction**

According to the standard PN EN 206-1:2003 [1] compound concrete compressive strength conformity criteria are in effect which are formulated with regard to the two stages of production, initial and continuous. As stated in [2-4] the criteria for the initial production are insufficiently justified. The production of concrete of low classes, assumed according to the criteria described in [1], may turn out to be uneconomical for the manufacturer [3].

Hence, there is the need to work out the idea of compliance criteria based on small sets of results, in which one can omit arbitrarily

assumed values of constant coefficients, the same for all classes of concrete compressive strength.

## 2. Conformity criterion developed on the basis of order statistics

The concrete compressive strength conformity criterion for low volume samples has been developed on the basis of order statistics [5,6] and, finally, can be written as:

$$kf_{c1} + (1 - k)f_{c2} \geq f_{ck} \quad \text{for the number of the test results in the series of } n < 14, \quad (1)$$

where  $f_{ck}$  is the characteristic value of compressive strength of the concrete,  $f_{c1} = X_{1:n}$  and  $f_{c2} = X_{2:n}$  are determined by the two smaller values in an ordered series of results such that  $f_{c1} < f_{c2}$ .

The coefficient  $k$  depends on the number of results in the series ( $n$ ), and takes the values shown in Table 1.

**Table 1. The values of coefficient  $k$  based on the number of the test results in the series  $n$**

<b><math>n</math></b>	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
<b><math>k</math></b>	1,421	1,384	1,344	1,304	1,264	1,223	1,183	1,143	1,103	1,062	1,021	0,980	0,938

*Source: own calculations*

A criteria of conformity formulated (1) for small samples was evaluated by calculating the probability of acceptance. For this purpose the Monte Carlo simulation method was used. Based on the method [7] one generated 100 000 groups of  $n = 3$  random numbers in accordance with the standard normal distribution. Taking as a concrete class C25/30 model and assumed constant fraction of defects of the series  $w = 0.05$  and variable standard deviation ( $\sigma = 2,3,4,5$  and  $6$  MPa) five different distributions were obtained. With a fixed fraction of defects the probabilities of acceptance for the conformity criterion were calculated according to PN EN 206-1:2003 [1] (criterion 1, criterion 2 for the initial production) and the criterion described with conditions (1).

The calculation results are shown in Table 2.

**Table 2. The probability of acceptance for a compound conformity criterion for the series of samples of  $n = 3$  at constant fraction of defects of the batch  $w = 0.05$**

Criterion	Probability of acceptance for the standard deviation [MPa]				
	2	3	4	5	6
PN EN 206-1	0,2693	0,7049	0,8651	0,9264	0,9372
The new criterion	0,7053	0,7047	0,7053	0,7050	0,7053

*Source: own calculations*

Analyzing the values from Table 2. it can be seen that the probability of acceptance is maintained at a constant level (approximately 0.705), and does not depend on the standard deviation. In addition, the obtained values are close to the probabilities of acceptance set for the continuous production according to PN EN 206-1 in [3].

The criterion does not require the knowledge of the type of distribution in the population or the control of the standard deviation.

### 3. Summary

The initial verification of conformity criterion presented in the article, based on order statistics allows for the following conclusions:

The estimation of the characteristic value of compressive strength of concrete obtained by means of order statistics does not require *a priori* knowledge of the distribution of strength in the general population.

The probability of acceptance for the criterion (1) for a series  $n = 3$  with constant fraction of defects 5% is maintained on the constant level at about 0.705 and is not dependent on the dispersion of strength.

The values of probabilities of acceptance for a series  $n = 3$  for the conformity criterion (1) set at a constant fraction of defects 5% are similar to the probabilities of acceptance assigned to a continuous production according to PN EN 206-1:2003 [1].

## REFERENCES

1. PN EN 206-1:2003. Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
2. Beal A.N. Concrete strength testing - are the code writers getting it right? *The Structural Engineer* 87 (10) (2009) 73.
3. Woliński S., Skrzypczak I. Kryteria statystyczne zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie. *Materiały Budowlane* 2 (2006) 20–25.
4. Brunarski L. Podstawy matematyczne kształtowania kryteriów zgodności wytrzymałości materiałów, ITB, 2009.
5. ISO 12491:1997 Statistical methods for quality control of building materials and components. European Standard, CEN.
6. Tur W., Derechennik S., Szczygielska E. Niektóre problemy oceny sootwietstwa proczności betona soglasno normy EN 206-1:2000, w: *Problemy sovremennowo betona i żelezobetona.* (ed. Markowski M.) Mińsk 2011.
7. Taerwe, L. Evaluation of compound compliance criteria for concrete strength. *Materials and Structures* 21(1) (1988)13-20.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 666.972.69

**ВЛИЯНИЕ КОМПЛЕКСНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ  
ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ СРЕДЫ И МЕХАНИЧЕСКИХ  
НАГРУЗОК НА ДИНАМИКУ ИЗМЕНЕНИЙ СВОЙСТВ  
БЕТОНА ЭЛЕМЕНТОВ БЛАГОУСТРОЙСТВА**

*БОНДАРОВИЧ А.И., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**АННОТАЦИЯ**

Долговечность бетона дорожных, тротуарных покрытий и подобных элементов транспортных коммуникаций и благоустройства в основном оценивается показателями морозостойкости и прочности. В процессе службы бетон покрытий подвергается комплексным физико-химическим воздействиям агрессивной эксплуатационной среды в сочетании со значительными механическими нагрузками, которые оказывают существенное влияние на изменение во времени его структурных характеристик и способны снизить эксплуатационную надежность и долговечность.

**THE SUMMARY**

Durability of concrete road, sidewalk pavement and similar elements of transportation and public works mainly assesses the performance of frost resistance and durability. In the process of concrete coatings is an integrated service of chemical-physical effects of aggressive environment in combination with high mechanical loads, which have a signifi-

cant impact on the time of its structural characteristics and can reduce the operational reliability and durability.

## **ВВЕДЕНИЕ**

Для оценки морозостойкости бетона (кроме стандартных базовых и ускоренных экспериментальных методов ее определения) существует ряд предложений в виде математических зависимостей для теоретического расчета ее значений. Согласно этим методикам, используя данные о составе бетона, характеристиках цемента и вероятной степени его гидратации, условиях твердения и других, можно с различной степенью достоверности определить ожидаемое значение исходной морозостойкости бетона перед началом эксплуатации. Методики определения фактического состояния бетона на момент оценки в процессе эксплуатации конструкций, в частности, покрытий зон благоустройства поселений, тротуаров, а также дорожных и аэродромных покрытий, отсутствуют. Вместе с тем, именно оценка фактического состояния бетона, определение его «остаточной» морозостойкости и вероятной эксплуатационной надежности и долговечности покрытий позволяет системно контролировать состояние и планировать их эксплуатацию и ремонт.

Наиболее значимыми из предложений для теоретического расчета морозостойкости бетона и ускоренного определения ее значений являются: методика Г.И. Горчакова [10]; более сложное по математическим зависимостям и методике предложение, составившее основу структурно-механического метода ускоренного (ГОСТ 10060.4-95) определения морозостойкости бетона (проверка этого метода, выполненная в БНТУ в сравнительных испытаниях с ГОСТ 10060.0...2-95, показала серьезный уровень расхождения данных, достигавшего в некоторых случаях величины в 1,5...2 раза); в РУП БелНИИС разрабатывается метод, сочетающий аналитический расчет (включает более 20 формул) и измерение деформаций в период оттаивания предварительно замороженного образца бетона. По существу этот метод (с рядом изменений) основывается на результатах работ Горчакова Г.И. и его научной школы, выполненных в 50...60-ых годах прошлого века, на базе которых в ГОСТ 10060.3-95 зафиксирована методика дилатометрического метода ускоренного определения морозостойкости с помощью специального устройства – дилатометра (при одноразовом заморажива-

нии образца бетона и фиксации его деформаций в этот период); предложенная в последние годы и обоснованная в работах В.В. Бабицкого [1] методика и математическая зависимость, отражающая взаимосвязь морозостойкости с составом бетона, качеством цемента, степенью его гидратации (с учетом условий твердения) и с рядом других факторов, для оценки морозостойкости бетона на стадии изготовления изделий (конструкций).

Как следует из изложенного, все эти предложения (включая стандартные определения) позволяют сориентироваться в оценке вероятной морозостойкости бетона, как исходного материала, но не обеспечивают возможности промежуточного (например, периодического) контроля морозостойкости и оценки долговечности покрытий, изделий или конструкций в процессе эксплуатации.

С этой целью предлагается соответствующая методика (на примере мелкозернистого бетона и бетона с крупным заполнителем для элементов благоустройства), основные положения которой изложены в настоящем материале. Она разработана на основе результатов комплексного исследования закономерностей изменения свойств бетона в процессе циклического замораживания-оттаивания в водной или солевой среде, при отсутствии или в сочетании с воздействием на бетон механических (статической или динамической) нагрузок [2,3,4].

### **СОВРЕМЕННЫЕ ТЕОРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О ПРИЧИНАХ И МЕХАНИЗМЕ МОРОЗНОЙ ДЕСТРУКЦИИ БЕТОНА**

Обобщение разнообразных гипотез [10], включая основы теории миграции влаги в пористых телах, позволяет констатировать, что механизм постепенного разрушения структуры бетона, подвергаемого попеременному замораживанию и оттаиванию в насыщенном водой состоянии, представляет собой комплексное сочетание деструктивных факторов, включая: давление льда при кристаллизации свободной воды; гидродинамические воздействия при ее перемещении (миграции) под влиянием градиента тепла и влагосодержания (термовлагопроводности); гидростатическое давление защемленной в тупиковых порах и дефектах структуры жидкости; напряжения, возникающие от разницы температурных деформаций составляющих бетона и цементного камня (т.е. на макро- и микроуровне, в

зонах контакта как цементного камня с заполнителями, так и между гидрокристаллическими новообразованиями в цементном камне); усталостные (постепенно увеличивающиеся) дефекты структуры от многократно повторяющихся знакопеременных деформаций; понижение со временем концентрации растворенных в «поровой» жидкости продуктов гидролиза цемента, как за счет образования нерастворимых в воде гидрокристаллов (отражение продолжающейся реакции цемента с водой), так и из-за «подсоса» жидкости развивающимися дефектами структуры в период оттаивания образцов. что увеличивает содержание свободной воды в объеме бетона, и др.

В случае использования хлористых солей-антиобледенителей или испытательных солевых растворов действие означенных факторов на бетон дополняется [11] следующим. Во-первых, кристаллизационным давлением накопившейся соли, образовавшейся в результате перенасыщения ее раствора в малых по объемам дефектах структуры цементного камня, а также в зонах его контакта с заполнителями в бетоне и в порах (трещинах) зерен заполнителя. При этом механизм образования и увеличения дефектов структуры может проявиться как за счет роста кристаллов соли, так и за счет возникновения трещин при «обжати» последних прослойками (оболочками) цементного камня при «отрицательных» деформациях в период охлаждения бетона. Возникающие в обоих случаях растягивающие усилия в цементном камне, вызывают появление в нем трещин. Во-вторых, усилением процесса миграции жидкой фазы и ростом влагоемкости бетона. Соответственно под нагрузкой в нем возрастает, в сравнении с водой, проявление "эффекта Ребиндера", т.е. расклинивающего действия тонких пленок жидкости-раствора в устье трещин (дефектов структуры). В-третьих, возникает напряженное состояние на уровне микроструктуры цементного камня из-за локально проявляющегося эффекта от перепада (градиента) температур (эндокринный эффект), сопровождающего процесс «очагового» растворения – кристаллизации соли. Кроме отмеченного, понижение температуры замерзания раствора соли, в сравнении с водой, способствует глубокому проникновению жидкой фазы в дефекты структуры все меньшего сечения, углубляет развитие процесса массопереноса соли и усиливает эффект деструкции бетона в целом.



В реальных условиях эксплуатации различных покрытий и элементов благоустройства отрицательное (разрушающее) воздействие солей-антиобледенителей не прекращается и при положительной температуре окружающей среды. Попеременное увлажнение-высушивание, изменение температуры (даже в пределах суток) вызывают соответствующие многократно повторяющиеся деформации бетона, побуждают проявление процессов растворения – кристаллизации попавшей в его поры соли с образованием кристаллогидратов, увеличивающихся в объеме, а также эндокринного эффекта, то есть, сопровождается постоянным деструктивным воздействием на бетон.

Кроме физико-химической агрессии среды в процессе эксплуатации бетон дорожных покрытий, элементов мощения и благоустройства подвергается интенсивному механическому воздействию: истирающим, сжимающим, изгибающим, ударным нагрузкам различной интенсивности и значений, которые многократно повторяются во времени. Не смотря на то, что еще в 30-ых годах XX века Ю.А. Нилендер выявил непосредственное влияние напряженного состояния бетона от внешних (и «внутренних») воздействий на его морозостойкость и долговечность и в 50 – 60-х годах под руководством В.М. Москвина [11] это направление исследований получило развитие, накопленной информации было недостаточно для того, чтобы попытаться количественно оценить влияние механических нагрузок на долговечность бетона, особенно с учетом того факта, что они оказывают существенное влияние на его проницаемость и прочность [2], а также на морозо- и солестойкость [3,4]. Вместе с тем такая оценка необходима не только для разработки предлагаемой методики, но и для определения уровня требований к физико-техническим характеристикам бетона при проектировании объектов различного назначения. С этой целью были выполнены экспериментальные исследования, важнейшие результаты которых частично представлены в настоящей статье и явились базисом предлагаемой методики.

### **ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ**

Преследовали цель установления закономерностей изменения свойств бетона: прочности (на сжатие); проницаемости; изменений массы образцов; водо-, соле-, морозостойкости (как в среде – воде,

так и в 5 % растворе NaCl), под комплексным воздействием сочетаний различных факторов: циклического замораживания-оттаивания, насыщения в воде или растворе NaCl – высушивания, многократного приложения механических нагрузок (статических и динамических) различной величины и интенсивности и др. С учетом того, что продолжительное воздействие этих агрессивных по отношению к бетону факторов должно было в какой-то момент привести к нарушениям его структуры, одновременно отслеживали изменение скорости прохождения ультразвукового импульса (далее – скорость ультразвука) во взаимосвязи с контролируемыми свойствами бетона: прочностью, изменениями массы, водопроницаемостью (водосодержанием). Было выявлено наличие устойчивой взаимосвязи между изменениями в величине прочности бетона в процессе циклических испытаний на водо-, соле- и морозостойкость (как в среде – воде, так и в 5 % растворе NaCl) и скоростью ультразвука, как при "сквозном", так и при ее определении прозвучиванием с поверхности. При этом данная взаимозависимость: "скорость ультразвука – прочность", сохранялась как в начальный период времени испытаний, характеризовавшийся ростом прочности образцов бетона, так и в дальнейшем, т.е. в период сохранения ее на некотором, примерно постоянном уровне, и при последующем снижении, отражающем процесс начала и развития деструкции бетона. Существенной особенностью взаимосвязи скорости ультразвука ( $V_{уз}$ ) и прочности бетона явилось то, что скорость ультразвука начинает снижаться раньше и значительно (в относительных и абсолютных величинах), чем это происходит с прочностью бетона. То есть, структурные изменения в бетоне под влиянием циклических воздействий при испытаниях или эксплуатации фиксируются с помощью ультразвука раньше, чем они приводят к снижению его прочности. На этом основании и результатах выполненных экспериментов, частично представленных на рис. 1 и 2 в виде закономерностей изменений в процессе испытаний (под влиянием различных сочетаний воздействующих факторов) массы образцов бетона (рис. 1а, 2а), его прочности (рис. 1б, 2б), скорости ультразвука (рисунок 1в, 2в), разработана и предлагается методика оценки фактического состояния бетона эксплуатируемых покрытий. Для этого по ее положениям (используя данные контроля влажности и скорости ультразвука) определяют количество "накопленных" к моменту проверки бетона цик-

лов стандартных испытаний, а затем, с учетом известных данных об его исходной (требуемой) морозостойкости, устанавливают количество циклов "остаточной" морозостойкости бетона и на этом основании – ожидаемого периода эксплуатации (долговечность).

При установлении представленных на рисунок 1 и 2 зависимостей (и в исследованиях в целом) использовали составы мелкозернистого бетона (прочностью (28 сут.) в диапазоне 40...50 МПа) и бетона

( $f_c \sim 45...60$  МПа) со щебнем гранитным (на материалах стандартного и отличающегося от него качества), цементах белорусских заводов (без и с минеральными добавками), варьируя расход вяжущего (350...600 кг на  $1\text{ м}^3$  бетона); водоцементное отношение (0,3...0,45), а также степень уплотнения и условия твердения образцов [2, 3, 4].

Статическую механическую нагрузку на образцы бетона имитировали загрузкой их после оттаивания (через каждые 5 циклов замораживания-оттаивания) под прессом с усилием, примерно равным 20; 30; 50 и 70 % от прочности бетона в проектном возрасте (28 сут.).

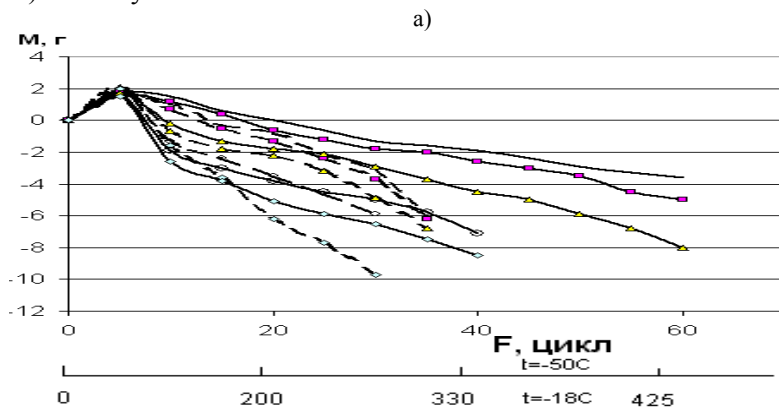
Динамическую (ударную, сосредоточенную) механическую нагрузку на оттаявшие образцы бетона имитировали 10-ю ударами копра – плотномера динамического (СТБ 1242-2000; масса груза  $\sim 2,5$  кг; высота падения – 300 мм; точка касания – острие конуса с углом при вершине 60 град.) по одной из их поверхностей через каждые 5 циклов замораживания-оттаивания.

Для получения сравнительных характеристик в каждой партии образцов бетона имелись контрольные, которые подвергали циклическому замораживанию-оттаиванию без дополнительного воздействия механических нагрузок.

Обработка и оценка результатов испытаний выполнена в соответствии с требованиями действующих нормативов. Их анализ, включая данные рисунок 1, показал, что статическая механическая нагрузка (сжатие) на бетон не оказывает существенного влияния на его свойства при циклических воздействиях до уровня  $\sim 40$  % от прочности (кубиковой) проектного возраста; ее повышение до 50 % активизирует деструктивные явления, а превышение (60...70) %-го уровня сопровождается ускоренным снижением долговечности бе-

тона. Это непосредственно связано с тем, что при нагрузке более 40 % превышает предел нижней границы, а более 60 % - верхней границы трещинообразования в бетоне [5-8], которое затем интенсифицируется жестким циклическим воздействием на структуру бетона при замораживании-оттаивании (особенно в растворе соли). Динамическая ударная нагрузка (рисунок 2) на бетон оказывает такое деструктивное воздействие на его структуру, которое соответствует загрузке образцов сжатием на уровне > 60 % проектной прочности бетона, т.е. резко снижает его сопротивляемость последующему циклическому замораживанию-оттаиванию (особенно в растворе соли). При этом ускоренное снижение прочности бетона наблюдается в том случае, если направление трещин, образующихся «под ударом», совпадает с направлением последующего действия нагрузки при сжатии образцов бетона, что способствует интенсивному "развитию" их и снижению прочности.

Выявленные закономерности "поведения" бетона характерны и для других циклических воздействий в сочетании с механическими нагрузками, например, насыщения-высушивания при испытаниях на водо- и солестойкость. При этом под действием ударной (сосредоточенной) нагрузки резко снижается (и в меньшей мере под действием статической нагрузки, даже превышающей 60 %-ый уровень) износоустойчивость бетона.



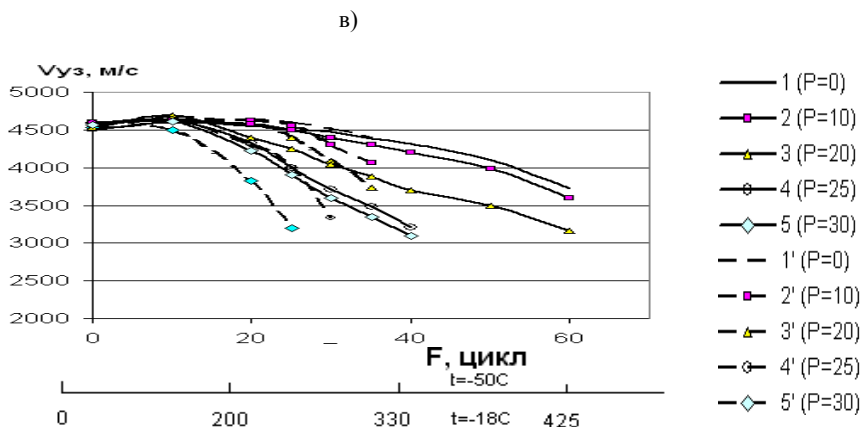
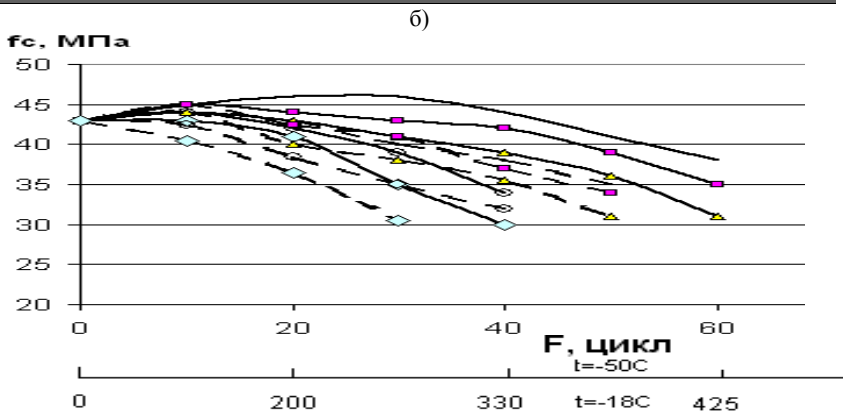


Рисунок 1. Тенденции изменения массы (а), прочности (б) и скорости ультразвука (в) в процессе испытаний на морозостойкость в «среде-воде» и 5% растворе NaCl при воздействии статической нагрузки различного уровня (0...30 МПа; 0...70% от проектной).

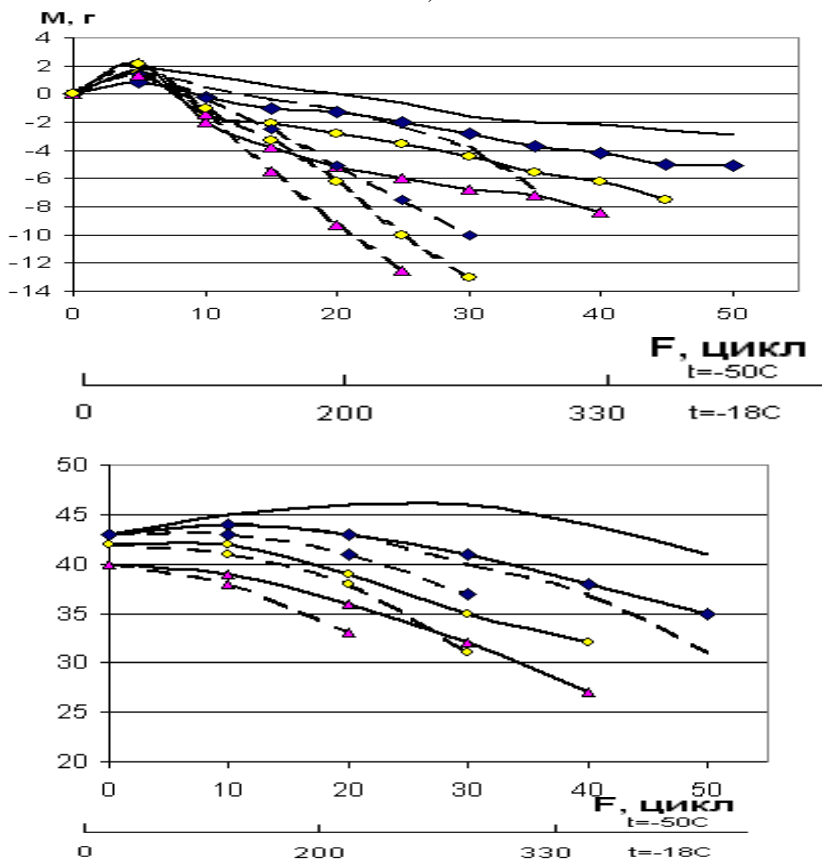
Условные обозначения: сплошные линии №№1-5 для «воды-среды»; пунктирные линии №№1'-5' для 5% р-ра NaCl

Динамическая ударная нагрузка (рисунок 2) на бетон оказывает такое деструктивное воздействие на его структуру, которое соответствует загрузению образцов сжатием на уровне > 60 % проектной прочности бетона, т.е. резко снижает его сопротивляемость последующему циклическому замораживанию-оттаиванию (особенно

в растворе соли). При этом ускоренное снижение прочности бетона наблюдается в том случае, если направление трещин, образующихся «под ударом», совпадает с направлением последующего действия нагрузки при сжатии образцов бетона, что способствует интенсивному "развитию" их и снижению прочности.

Выявленные закономерности "поведения" бетона характерны и для других циклических воздействий в сочетании с механическими нагрузками, например, насыщения-высушивания при испытаниях на водо- и солестойкость. При этом под действием ударной (сосредоточенной) нагрузки резко снижается (и в меньшей мере под действием статической нагрузки, даже превышающей 60 %-ый уровень) износостойчивость бетона.

a)



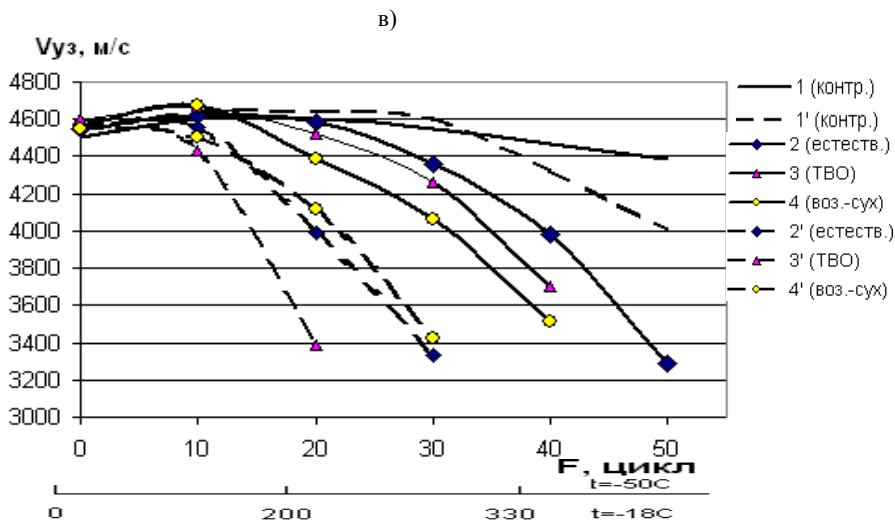


Рисунок 2. Тенденции изменения массы (а), прочности (б) и скорости ультразвука (в) в процессе испытаний на морозостойкость в «среде-воде» (сплошные линии) и 5% растворе NaCl (пунктирные линии) при воздействии динамической нагрузки и в зависимости от различных условий твердения образцов.

Условные обозначения: 1-1' – контрольные образцы (без динамической нагрузки), 2-2' – твердевшие с гидроизоляцией поверхности (под пленкой), 3-3' – пропаренные с дальнейшим хранением на воздухе, 4-4' – твердевшие в воздушно-сухих условиях

## ЛИТЕРАТУРА

1. Бабицкий В.В. Структура и коррозионная стойкость бетона и железобетона: Дис. докт. технич. наук: БНТУ, - Минск, 2005. – С. 118-131.
2. Батыновский Э.И. Влияние технологических факторов на проницаемость вибропрессованного бетона /Э.И. Батыновский, А.И. Бондарович, П.В. Рябчиков //Строительная наука и техника. – 2006. - № 3 (6). – С.18-25.
3. Батыновский Э.И. Влияние многократных механических нагрузок на свойства тяжелого бетона /Э.И. Батыновский, А.И. Бондарович, П.В. Рябчиков //Строительная наука и техника. – 2007. - № 1 (10). – С.12-22.

4. Батяновский Э.И. Морозо- и солестойкость бетона, подверженного механическим нагрузкам/ Э.И. Батяновский, А.И. Бондарович // Вестник БНТУ. – 2007. № 1. – С. 5-16.
5. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Госстройиздат, 1962. – 96 с.
6. Берг О.Я. О предельном состоянии железобетонных конструкций по долговечности// Бетон и железобетон, 1964. № 11. – С. 486-488.
7. Берг О.Я., Галузо Г.С. Усталостная прочность аглопоритобетона// Бетон и железобетон, 1969. № 10. – С. 21-23.
8. Берг О.Я. Высокопрочный бетон / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, Г.Н. Писанко. – М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.
9. Галузо Г.С. Исследование прочности и деформации аглопоритобетона при действии статической и многократноповторяющейся сжимающих нагрузок, Автореф. дисс. канд. технич. наук, БПИ, Минск, 1969. – 25 с.
10. Горчаков Г.И., Капкин М.М., Скрамтаев Б.Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. – М.: Стройиздат, 1965.- 195 с.
11. Москвин В.М., Подвальный А.М. Морозостойкость бетона в напряженном состоянии. Бетон и железобетон, 1960, № 2. – С. 58-64.



МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.01/. 04

**О НЕОБХОДИМОСТИ РАЗРАБОТКИ НАЦИОНАЛЬНОГО  
НОРМАТИВНОГО ДОКУМЕНТА ПО ОЦЕНКЕ  
КАРБОНИЗАЦИИ БЕТОНА**

*ВАСИЛЬЕВ А.А.*

Белорусский государственный университет транспорта  
Гомель, Беларусь

**Введение.** Основную долю конструкций зданий и сооружений, эксплуатируемых в настоящее время, составляют железобетонные элементы (ЖБЭ) различных типов. Большинство ЖБЭ эксплуатируются в различных воздушных средах, их долговечность во многом определяется концентрацией и степенью агрессивности содержащихся в них компонентов. Поврежденность ЖБЭ в них определяют в основном физические и химические процессы (размораживание бетона, выщелачивание, карбонизация, сульфатная коррозия и др.), обусловливаемые агрессивностью эксплуатационной среды, а также коррозия стальной арматуры, являющаяся, в первую очередь, следствием снижения защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре под воздействием различных агрессивных факторов. Основным видом коррозии бетона в различных воздушных средах, способствующим развитию коррозии стальной арматуры различной степени интенсивности и определяющим, в целом, техническое состояние ЖБЭ, является карбонизация бетона. При

карбонизации бетона происходят структурные изменения цементного камня, вызывающие деградацию бетона и снижение его защитных свойств по отношению к стальной арматуре. Значительная толщина защитного слоя и щелочная среда самого бетона обеспечивают ему наличие защитных свойств по отношению к стальной арматуре сразу после изготовления бетона. Однако, в процессе эксплуатации химические свойства цементного камня бетона постоянно изменяются, приводя к постепенному снижению щелочности от поверхности вглубь конструкции. Таким образом, процесс коррозионного разрушения строительной конструкции начинается с ее поверхности. В первую очередь теряет свои эксплуатационные свойства бетон защитного слоя. Изменение его структуры происходит без видимых повреждений, коррозия арматуры начинается внутри бетона. Образующиеся продукты коррозии стали занимают в 2–2,5 раза больший объем, чем слой прокорродировавшего металла, и вызывают развитие растягивающих напряжений в бетоне, превышающих его прочность, в результате чего образуются трещины в защитном слое, ориентированные вдоль корродирующих стержней. Их образование облегчает доступ агрессивных агентов к стальной арматуре и ускоряет, как правило, ее коррозию. В дальнейшем, при отсутствии защитных и восстанавливающих мероприятий, развитие коррозии стальной арматуры приводит к отслаиванию и разрушению защитного слоя, нарушению сцепления арматуры с бетоном и падению несущей способности конструкции. Для изгибаемых элементов потеря несущей способности от нарушения сцепления стальной арматуры с бетоном составляет 30–35 % [1]. Последующее интенсивное коррозионное разрушение стальной арматуры приводит к полной потере несущей способности конструкции (при практически сохранившемся бетоне в более глубоких слоях) и созданию аварийной ситуации.

**Существующие методы оценки карбонизации.** Для оценки карбонизации бетона в Европе сегодня используются нормативные документы EN 13295: 2004 «Продукты и системы защиты и ремонта бетонных конструкций. Методы испытания. Определение стойкости и карбонизации», EN 14630: 2006 «Продукты и системы для защиты и восстановления бетонных конструкций. Метод тестирования. Определение глубины карбонизации в затвердевшем бетоне фенолфталеиновым методом». При их использовании карбонизация бето-

на оценивается индикаторным методом – фенолфталеиновым тестом (ФФТ). Его применение считается возможным, поскольку в соответствии с общепринятыми представлениями карбонизация развивается линейно с поверхности вглубь бетона, при этом реакция карбонизации происходит в узкой (около 1 мм) зоне. Скорость карбонизации определяется диффузионными процессами. Процесс карбонизации рассматривается как конечный во времени и по сечению бетона [2]. На основе определения толщины нейтрализованного слоя бетона фенолфталеиновым тестом выведено основное уравнение карбонизации бетона и построена модель карбонизации [2].

До настоящего времени не удалось предотвратить отрицательное воздействие  $\text{CO}_2$  на бетонные и железобетонные конструкции. Поэтому изучению карбонизации уделялось и уделяется большое внимание. Влияние карбонизации на физико-химические характеристики бетона и зависимость скорости карбонизации от различных факторов изучалось и изучается различными авторами. При изучении процессов карбонизации были использованы разнообразные методы исследования: оптические, порометрические, сорбционные, индикаторные, электрохимические, физико-химические, аналитические и др. Значительная доля исследований проведена в лабораторных условиях, при этом краткосрочность экспериментов пытались уравновесить огромными концентрациями  $\text{CO}_2$  (5, 10, 20 %), что абсолютно не соответствует реальным условиям эксплуатации ЖБЭ. И, только, отдельные исследования проводились на ЖБЭ, эксплуатировавшихся длительные сроки в реальных условиях. Результаты исследований по этой теме в наиболее полной форме обобщены в работе [2].

Результаты исследований ряда ученых и практиков не только значительно отличаются, но и зачастую носят противоречивый характер, что не позволяет прийти к единому мнению о механизме карбонизации, модели ее развития во времени по сечению бетона, и, соответственно о способах ее оценки и прогнозирования.

Многолетние авторские исследования ЖБЭ как в реальных условиях эксплуатации, так и в лабораторных условиях [2] позволили сделать следующие выводы:

- карбонизация не развивается широким фронтом с жесткой границей, делящей бетон на карбонизированный и «здоровый», а продолжается все время эксплуатации ЖБЭ и развивается с поверх-

ностных слоев вглубь бетона конструкций по сложной экспоненциальной зависимости. Причем, независимо от способа оценки – по карбонатной составляющей (показателю КС) либо по количеству поглощенного  $\text{CO}_2$ . Степень карбонизации бетона максимальна в поверхностных слоях и достигает более 90 %;

- карбонизация бетона изменяет щелочность поровой жидкости

- показатель рН. Его изменение по сечению бетона также происходит по сложной зависимости: медленное снижение из глубины в сторону поверхности бетона и затем резкое падение. Показатель щелочности значительный промежуток времени остается постоянным, либо снижается очень незначительно. Этот период длится в течение 2–10 лет, а иногда достигает нескольких десятилетий (при незначительном изменении показателя рН), и его можно отнести к инкубационному периоду. Он зависит от концентрации  $\text{CO}_2$  в атмосфере, пористости бетона, его структуры (т. е. В/Ц, характера заполнителей и добавок, вида и расхода вяжущих), условий твердения и, главное, – от условий эксплуатации.

Лабораторные исследования авторами [3] образцов бетона (пошкков, полученных из различных длительно эксплуатируемых конструкциях) показывают, что значение границы перехода окраски карбонизированного слоя соответствует показателю рН  $\approx 10,3$ . Таким образом, по ФФТ бетон нейтрализуется при рН  $\approx 10,3$ . Многочисленные исследователи считают, что бетон нейтрализуется и теряет свои защитные свойства при рН = 9,0. По исследованиям В. И. Бабушкина бетон теряет свои защитные свойства по отношению к арматуре при рН < 11,8 [4]. Приведенное выше показывает, что значение рН = 10,3 по ФФТ не является граничной величиной и очень условно определяет границу карбонизации и состояние защитных свойств бетона по отношению к арматуре, что подтверждают авторские исследования бетона защитного слоя конструкций, эксплуатирующихся длительные сроки в различных атмосферных средах, в результате которых достаточно часто в слое бетона, в котором по ФФТ он находится в удовлетворительном состоянии наблюдается коррозия стальной арматуры различной степени интенсивности.

Необходимо отметить, что при использовании ФФТ линия, ограничивающая фронт карбонизации получается извилистой, поэтому

значения средней глубины карбонизации отличаются от максимальной на двести и более процентов. А с учетом приведения полученного результата к граничным значениям  $pH=9,0$  либо  $11,8$ , разница измерения глубины карбонизированного бетона достигает 500 и более процентов, что просто не позволяет говорить о какой-либо, тем более, приемлемой точности измерения глубины карбонизации ФФТ.

В нашей стране в соответствии с п.8.3.17 ТКП 45-1.04-37-2008 (02250) «Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения» состояние бетона по степени карбонизации также определяется фенолфталеиновой пробой, а единственным нормативным документом в данной области – СТБ 1481-2011 «Бетоны конструкций мостовых сооружений. Методы определения содержания хлоридов и степени карбонизации».

Однако при его внимательном прочтении возникают серьезные вопросы:

1. Степень карбонизации бетона характеризуется содержанием химически связанного цементным камнем диоксида углерода ( $CO_2$ ) в виде карбоната кальция, т.е. его количеством.

Во-первых, в любой науке понятие степень подразумевает отношение каких-либо параметров, но не их количество.

Во-вторых, в результате анализа определяется количество поглощенного  $CO_2$ . Если заявлено определение степени карбонизации, то соответственно, не только целесообразно, но и необходимо определять карбонатную составляющую (КС), т.е., количество образовавшегося карбоната кальция ( $CaCO_3$ ), а по ней – степень карбонизации бетона.

2. В результате анализа определяют «Степень карбонизации бетона?» с точностью до 0,2 %. А что дальше? Получили 5 или 25 % – о чем это говорит? Каково состояние бетона и его защитных свойств по отношению к стальной арматуре? Как оно влияет на техническое состояние ЖБЭ в целом?

Отсутствуют критерии оценки состояния бетона и, как следствие, неясен смысл проведения анализа.

Кроме того, необходимо отметить, что анализ сложен, необходима очень большая масса цементно-песчаной фракции, что подразумевает отбор бетона на значительном протяжении, а это при применении существующей теории карбонизации бетона,

резко делящей бетон на карбонизированный и «здоровый» – просто не имеет смысла.

Т.о. данный документ, заявленный на определение степени карбонизации бетона – очень необходимый анализ для существующих ЖБЭ!, не определяет ни степень карбонизации бетона, ни его состояние, ни состояние его защитных свойств по отношению к стальной арматуре.

Необходима разработка нового нормативного документа, но только, на основании реального изучения карбонизации во времени по сечению бетона и ее влияния на изменение защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре. При этом не должны использоваться индикаторные тесты (ничего не показывающие и, соответственно, не определяющие карбонизацию).

**Постановка задачи.** Целью данной работы явилось установление взаимосвязи изменения при карбонизации физико-химических свойств бетона в зоне расположения арматуры с состоянием стальной арматуры для возможности использования полученных данных при разработке нормативного документа для оценки карбонизации бетона и ее влияния на изменение технического состояния ЖБЭ. В основу исследований положено использование методов рН- и карбометрии, поскольку показатель рН является основной количественной характеристикой перерождения цементного камня в карбонаты под воздействием внешней среды, и является универсальной характеристикой состояния бетона и его защитных свойств по отношению к стальной арматуре, а показатель КС характеризует количественное содержание карбонатов в цементно-песчаной фракции бетона в массовых процентах и его влияние на изменение показателя рН.

Объектами исследования служили ЖБЭ различных типов, эксплуатировавшиеся длительные сроки в различных воздушных средах. Исследования проводились в лабораторных условиях на образцах, отобранных из эксплуатируемых конструкций. Для анализа отбирались образцы бетона в зоне расположения арматуры, а также выбуриванием до глубины 100 мм. Отдельно, для определения начальных параметров карбонизации, исследовались бетонные кубики сечением 100×100×100 мм, выполненные в заводских условиях из бетонов основных классов по прочности  $C^{12/15}$ ,  $C^{16/20}$ ,  $C^{18/22,5}$ .

$C^{20}/_{25}$ ,  $C^{25}/_{30}$  и  $C^{30}/_{37}$  различных составов, сразу после стандартной ТВО.

Отбор проб, показатели карбонизации и состояние стальной арматуры определялись по методикам [2,5]. Статистическую обработку экспериментальных данных производили при помощи таблично-го процессора «Excel».

На основании выполненных исследований были получены расчетно-экспериментальные модели изменения карбонатной составляющей во времени по сечению бетонов классов по прочности  $C^{12}/_{15}$  –  $C^{30}/_{37}$  для различных условий эксплуатации и степеней агрессивности эксплуатационной среды [5]. Поскольку величина карбонатной составляющей зависит в первую очередь от количества использованного цемента, для объективной оценки состояния бетона вследствие карбонизации в [5] было предложено понятие степени карбонизации и построены расчетно-экспериментальные модели изменения степени карбонизации во времени для аналогичных бетонов и условий эксплуатации.

Поскольку карбонизация бетона не определяет коррозионное состояние стальной арматуры, но влияет на изменение показателя pH, определяющего состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре, необходимо определить качественную и количественную зависимость изменения состояния бетона, его защитных свойств по отношению к стальной арматуре от величины карбонизации.

Для оценки состояния арматуры, выявляемой после вскрытия защитного слоя бетона, предложена система оценки по степени коррозии, приведенная в таблице 1.

Для определения показателя щелочности поровой жидкости и установления его связи с коррозионными повреждениями стальной арматуры отбирали пробы бетона ЖБЭ, эксплуатировавшихся от 10 до 40 лет в основном в атмосферных условиях и условиях сельскохозяйственных помещений. Исследовали более двухсот проб бетона в зоне расположения стальной арматуры с показателями щелочности поровой жидкости бетона  $pH = 12,40 \dots 8,60$ .

**Таблица 1. Оценка состояния стальной арматуры ЖБЭ**

Степень коррозии стальной арматуры	Внешние признаки коррозии арматуры
0	Чистая поверхность
I	Сплошная коррозия до 50 % поверхности стержня
II	То же более 50 %
III	Пластинчатая коррозия малой степени интенсивности (уменьшение площади сечения на величину до 25 %)
IV	То же средней степени интенсивности (уменьшение площади сечения на 25–50 %)
V	То же высокой степени интенсивности (уменьшение площади сечения стержня более 50 %)

На основании результатов исследований, для каждой степени коррозии стальной арматуры получили области изменения показателя рН бетона, находящегося в зоне расположения стальной арматуры (таблица 2). Границы областей назначены на основании результатов опытных исследований и общепринятых представлений.

**Таблица 2. Взаимосвязь степени коррозии арматуры с показателями рН**

Степень коррозии стальной арматуры	Граничные значения рН
0	> 11,80
I	11,80–10,90
II	<10,90–10,20
III	< 10,20–9,50
IV	< 9,50–9,00
V	< 9,00

По результатам многолетних исследований состояния стальной арматуры в зависимости от показателя рН защитного слоя в зоне расположения арматуры предложено шесть категорий оценки состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре (таблица 3).

Ранее, в [5] приведено определение карбонизации бетона по показателям КС и СК. Предложены категории оценки состояния бетона по степени карбонизации. Необходимо отметить, что величина СК показывает степень карбонизации цементно-песчаной фракции бетона, в которой прогидратировал цемент. В оставшейся части гидратация цемента (с образованием  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), обеспечивающая создание щелочной среды и, как, следствие, сохранение стальной ар-



матуры в пассивном состоянии) будет продолжаться длительный период времени.

**Таблица 3. Категории состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре**

Категория состояния защитных свойств бетона	Граничные значения рН	Состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре
0	>11,80	Бетон полностью сохраняет защитные свойства по отношению к стальной арматуре
I	11,80–10,90	Начало деградации бетона
II	<10,90–10,20	Деградация бетона малой степени интенсивности
III	<10,20–9,50	Деградация бетона средней степени интенсивности
IV	<9,50–9,00	Деградация бетона повышенной степени интенсивности
V	<9,00	Полная деградация бетона

В [2] показано, что при исследовании физико-химических характеристик бетона защитного слоя различных типов ЖБЭ, хранившихся на складе готовой продукции, сразу после изготовления с применением ТВО, в поверхностных слоях толщиной 10–20 мм в результате карбонизации во всех ЖБЭ с расходом цемента менее 500 кг/м<sup>3</sup> нейтрализовался максимальный запас Са(ОН)<sub>2</sub>, достигающий 15 %, в остальных в поверхностных слоях сохранился некоторый избыток кристаллического Са(ОН)<sub>2</sub>. Однако во всех случаях рН поровой влаги осталось постоянным (рН = 12,05...12,30), что обеспечивало длительный промежуток времени (от 2 до 10 лет) сохранение бетоном своих защитных свойств по отношению к стальной арматуре. Такое постоянство обусловлено достаточно высокой буферной емкостью бетона, под которой понимается содержание СаО в единице всего объема. Таким образом, степень карбонизации бетона определяет деградацию бетона вследствие перерождения цементного камня в карбонат кальция, но не определяет состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре, поскольку в карбонизированном бетоне остается часть (от значительной, сразу после изготовления бетона, до незначительной, после длительной эксплуатации) некарбонизированного цементного камня. Дальнейшее сохранение защитных свойств бетона будет обеспе-

чиваться наличием не полностью прогидратировавших частичек цементного клинкера и части  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , а также цементного камня, который не подвергся карбонизации, и скорость изменения показателя рН не будет напрямую зависеть от изменения показателя СК.

Для возможности оценки состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре вследствие карбонизации необходимо введение такого показателя, который бы учитывал общее состояние защитных свойств бетона (в карбонизированной и некарбонизированной частях). Таким показателем является степень потери защитных свойств бетона при карбонизации ( $\text{СПЗ}_k$ ).  $\text{СПЗ}_k$  рассчитывается из пропорции, как процентное отношение величины карбонатной составляющей и ПВК [5]. Расчетно-экспериментальные модели изменения показателя  $\text{СПЗ}_k$  во времени по сечению бетонов классов по прочности  $\text{C}^{12}/_{15} - \text{C}^{30}/_{37}$  для различных условий эксплуатации и степеней агрессивности эксплуатационной среды приведены в [5].

Для определения количественных и качественных характеристик данного показателя необходимо установить его соотношение с показателем рН. Ранее, в многочисленных работах было показано, что по сечению бетона карбонизация развивается с поверхности вглубь по сложной экспоненциальной зависимости, при этом уже сразу после изготовления бетона в поверхностных слоях в зависимости от состава бетона, величина КС составляет до 12 %, а в глубине – 3–5 %. При этом показатель щелочности поровой жидкости сразу после изготовления бетона (с применением ТВО) достигает значений  $\text{pH} = 12,3 \dots 12,5$ . Его развитие по сечению диаметрально противоположно – максимальные значения в глубине бетона и их снижение во времени в поверхностных слоях [2,5]. Независимо от классов бетона по прочности, сроков и условий эксплуатации кривые распределения показателей рН и КС по сечению бетона взаимосвязаны, что позволяют использовать их для установления взаимосвязи степени потери защитных свойств бетона при карбонизации и состояния его защитных свойств по отношению к стальной арматуре.

В соответствии с полученными моделями изменения во времени по сечению бетона показателя КС [5] для бетонов классов по прочности  $\text{C}^{16}/_{20} - \text{C}^{25}/_{30}$  сразу после изготовления с применением ТВО в зоне расположения арматуры (приняв среднее значение толщины защитного слоя 15 мм) значения начальной карбонизации состав-

ляют  $КС_0 = 3,4 \dots 4,6$  %. Пересчитав их в соответствии с приведенной выше методикой, получаем, что сразу после изготовления бетона в заводских условиях степень потери его защитных свойств составляет  $СПЗ_k = 13,4 \dots 14,9$  %.

В связи с тем, что для различных классов бетона по прочности начальный период эксплуатации, когда при постоянном развитии карбонизации значения показателя рН в зоне расположения арматуры остаются постоянными либо снижаются незначительно, в соответствии с [2] составляет 2–10 лет, принимая среднее значение срока эксплуатации 5 лет, после которого гарантированно начнется изменение показателя рН в зоне расположения арматуры и взяв за основные условия эксплуатации – атмосферные, область обычной карбонизации, в соответствии с полученными моделями карбонизации определяем, что через 5 лет эксплуатации для бетонов классов по прочности  $C^{16}/_{20} - C^{25}/_{30}$  величина КС составит 8,1–9,3 %, следовательно, показатель  $СПЗ_k$  будет равен 26,3–36,8 %.

Для установления взаимосвязи показателей рН и  $СПЗ_k$  принимаем, с некоторым (начальным) запасом, за верхнее граничное усредненное значение для различных классов бетона по прочности  $СПЗ_k = 40$  % (соответствующее граничному значению рН = 12,30) для начальной карбонизации, обеспечивающее сохранение бетоном своих защитных свойств по отношению к стальной арматуре длительный промежуток времени и за нижнее граничное значение  $СПЗ_k = 80$  % (соответствующее граничному значению рН = 9,00, с учетом того, данное значение общепринято [1] для полной карбонизации бетона), а за 15 лет исследования карбонизации для атмосферных условий эксплуатации минимальные значения щелочности поровой жидкости в зоне расположения арматуры составили рН = 7,3...7,5, взяв за основу области изменения показателя рН, и проведя линии, параллельные оси абсцисс из точек, ограничивающих области изменения рН на ось  $СПЗ_k$ , получаем границы областей изменения степени потери защитных свойств бетона при карбонизации (рисунок 1).

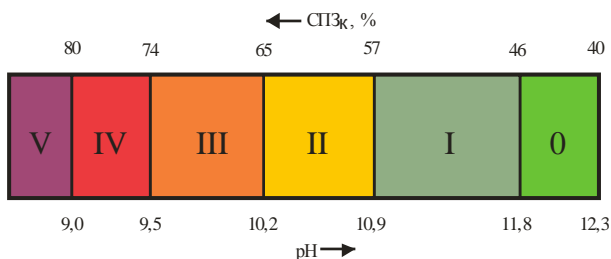


Рисунок 1. Взаимосвязь параметров pH и СПЗ<sub>к</sub> по сечению бетона:

0 – V – степени потери защитных свойств бетона при карбонизации (категории состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре)

Возможность применения данной зависимости оценивали на основе исследования проб бетона, отобранных из ЖБЭ (колонн и балок), эксплуатировавшихся различные сроки в атмосферных средах. Степень потери защитных свойств бетона по критерию «СПЗ<sub>к</sub>» однозначно определяется значением pH, граничные значения которых были назначены (см. п. 5.3.1) следующим образом: 12,30–11,80; 11,80–10,90; 10,90–10,20; 10,20–9,50; 9,50–9,00. Соответствующим образом все исследуемые объекты были распределены по вышеуказанным классам.

Стала задача определения граничных значений «СПЗ<sub>к</sub>»  $x_{ij}$ , соответствующих различным объектам с учетом вероятностного характера «СПЗ<sub>к</sub>». Среди возможных критериев выбора граничных значений «СПЗ<sub>к</sub>» применим (предложим) следующий: «объект, для которого СПЗ<sub>к</sub> равен граничному значению  $x_{ij}$  для двух соседних классов  $i$  и  $j$ , с одинаковой вероятностью может быть отнесен к каждому из них».

Следовательно, если СПЗ<sub>к</sub> объекта больше граничного значения  $x_{ij}$  между классами  $i$  и  $j$ , то с большей вероятностью он может быть отнесен к классу  $j = i + 1$ .

Для формального отыскания граничных значений  $x_{ij}$  необходимо решить графическое уравнение:

$$\widehat{F}_i(x_{ij}) = 1 - \widehat{F}_j(x_{ij}), \quad (1)$$

где  $\widehat{F}_i(x_{ij})$  – эмпирическая функция распределения значений «СПЗ<sub>к</sub>» объектов  $i$ -го класса;  $x_{ij}$  – граничное значение «СПЗ<sub>к</sub>» между объектами  $i$ -го и  $j$ -го классов,  $j = i + 1$ .

По результатам расчетов с применением пакета статистического анализа данных «Statgraphiks Centurion» были найдены граничные значения  $x_{ij}$ :  $X_{12} = 46,7$ ;  $X_{23} = 56,0$ ;  $X_{34} = 65,1$ ;  $X_{45} = 73,1$  %. Кроме того, в данной программе были найдены межквартильные размахи значений СПЗ<sub>к</sub> для объектов каждого класса (таблица 4).

**Таблица 4. Взаимосвязь параметров рН и СПЗ<sub>к</sub> по сечению бетона**

Область значений показателя рН	Межквартильный размах показателя СПЗ <sub>к</sub> , % с вероятностью 0,5
12,30–11,80	40,4–45,4
11,80–10,90	48,1–54,7
10,90–10,20	57,9–63,9
10,20–9,50	66,8–72,6
9,50–9,00	73,9–79,9

Области значений рН и СПЗ<sub>к</sub> и их границы приведены на рисунке 2.

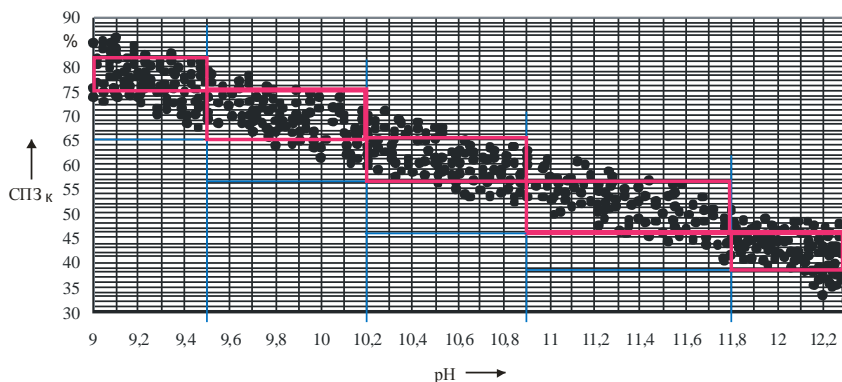


Рисунок 2. Области значений параметров рН и СПЗ<sub>к</sub>

Таким образом, полученная взаимосвязь состояния стальной арматуры, состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре со степенью потери защитных свойств бетона при карбонизации для любой точки по сечению бетона представлена в таблице 5.

**Таблица 5. Взаимосвязь состояния стальной арматуры, параметров рН и СПЗ<sub>к</sub> по сечению бетона**

Степень коррозии стальной арматуры	Категория состояния защитных свойств бетона	Граничные значения показателя рН	Степень потери защитных свойств бетона при карбонизации, СПЗ <sub>к</sub>	Граничные значения показателя СПЗ <sub>к</sub>
0	0	> 11,80	0	< 47
I	I	11,80–10,90	I	47–56
II	II	< 10,90–10,20	II	> 56–65
III	III	< 10,20–9,50	III	> 65–73
IV	IV	< 9,50–9,00	IV	> 73–80
V	V	< 9,00	V	> 80

Предлагаемая зависимость иллюстрирует изменение состояния бетона и его защитных свойств по отношению к стальной арматуре по сечению бетона, состояния стальной арматуры при карбонизации бетона.

**Заклучение.** Существующие методы оценки карбонизации бетона и его защитных свойств по отношению к стальной арматуре, основанные на индикаторных тестах, несмотря на их постоянное усовершенствование, не позволяют объективно оценивать и прогнозировать процессы карбонизации, и, как следствие, техническое состояние ЖБЭ и их долговечность.

Приведенные результаты исследований могут быть использованы для разработки критериев оценки состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре и оценки технического состояния ЖБЭ и ЖБК, что позволит значительно повысить не только объективность детального обследования ЖБЭ и ЖБК, но и эффективность выбора мероприятий по их восстановлению.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 205 с.
2. Васильев, А. А. Карбонизация и оценка поврежденности железобетонных конструкций : [монография] / А. А. Васильев ; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2012. – 263 с.

3. Кудрявцев И.А., Богданов В.П. Исследование карбонизации железобетонных конструкций с длительным сроком эксплуатации // *Материалы, технологии, инструменты.*– 2000.– Т.5, № 3.– С. 97–100.
4. Бабушкин, В.И. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона / В.И. Бабушкин.– М.: Стройиздат, 1968. – 187 с.
5. Васильев, А. А. Карбонизация бетона (оценка и прогнозирование) : [монография] / А. А. Васильев ; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2013. – 304 с.

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 621.321

**ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ СОВРЕМЕННЫХ СВЕТОВЫХ  
ОКОННЫХ СИСТЕМ**

*ГАЛУЗО О.Г., ВЕРШЕНЯ Е.Г.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Существенными показателями, от которых зависят условия труда и охрана здоровья человека, являются достаточная освещенность рабочего места, температура воздуха и естественная или механическая вентиляция движения воздуха [1]. Естественный свет обеспечивает связь организма с внешней средой, обладает высоким биологическим и тонизирующим действием. В результате действия вентиляции происходит удаление загрязненного или нагретого воздуха из помещения и подача в него свежего воздуха. Необходимый температурный микроклимат в помещении обеспечивается за счет отопительной системы и снижения тепловых потерь через наружные ограждающие конструкции и световые оконные и дверные системы.

Вследствие низкой тепловой защиты наружных ограждающих отапливаемых зданий и световых оконных систем зданий, построенных по ранее действующим нормативным требованиям [2]. Тепловые потери составляют более 30%. Через световые оконные проемы и их заполнение приходятся самые большие тепловые потери. Наибольшие потери тепловой энергии сосредоточены в соединениях «окно - стена» и примыкании стекла к оконным переплетам.



К настоящему времени более 50% окон в существующих зданиях Республики Беларусь выработали свой срок службы и подлежат замене на энергоэффективные [3].

Энергоэффективность световых оконных проемов отапливаемых помещений зависит от ряда факторов, основными из которых являются следующие: конструктивное решение изделий, составляющее оконное заполнение; применяемые при изготовлении изделий материалы и особенно качество установки изделий в проемы наружных стеновых конструкций.

Окна, применяемые для отапливаемых помещений, разделяют по назначению и области применения, конструкции переплетов, числу створок в одном ряду, направлениям открывания створок и способом их открывания, устройством для проветривания помещений, материалам заполнения светового проема, конструкции притвора створок, влагостойкости и виду отделки.

Наиболее распространенными материалами, применяемыми в настоящее время при изготовлении оконного блока (контурной обвязки – коробки и подвижного элемента - переплетов) являются древесина и пластмасса из поливинилхлорида (ПВХ). Современными элементами остекления оконных систем являются стеклопакеты. Они обладают высокими тепло- и звукоизоляционными свойствами, герметичностью, благодаря чему в промежуток между стеклами не попадает влага и пыль, что не приводит к ухудшению освещенности рабочих мест в помещениях. Хорошие теплоизоляционные свойства объясняются тем, что воздух является отличным теплоизолятором – его теплопроводность практически в 27 раз меньше, чем стекла.

Стеклопакет представляет собой объемное изделие, которое состоит из двух, трех и более листов светопропускающих стекол, герметично соединенных по периметру (контур) дистанционными рамками. Они образуют герметически замкнутые камеры (полости), заполненные воздухом или другим газом. Расстояние между стеклами от 9 до 36 мм [4].

Важным элементом в стеклопакетах является изолирующий и герметизирующий состав – герметик. Он обеспечивает прочность стеклопакета, препятствует проникновению водяных паров в пространство между стеклами и обеспечивает надежность и долговечность стеклопакетов. Основными свойствами герметиков является его сила сцепления со стеклом и материалом дистанционной рамки,

эластичностью и временем старения от действия УФ - излучения. В настоящее время наиболее совершенными и качественными стеклопакетами являются те, в которых в качестве герметика применяют полиизобутилен. Он обладает наилучшей способностью сопротивляться проникновению водяного пара. [5].

Межстекольное пространство в стеклопакетах заполняют воздухом или специальными инертными газами (аргоном, криптоном, шестифтористой серой), которые существенно улучшают тепло- и звукоизолирующие свойства. Следует отметить, что воздух и газовые смеси, которые заполняют стеклопакеты, сохраняют свои функции до того времени, когда в пространство между стеклами не попадает влага, которая существенно увеличивает теплопроводность стеклопакета.

Для определения надежности и долговечности энергоэффективных стеклопакетов проводят испытание их на циклические атмосферные воздействия [6]. Сущность метода испытаний заключается в определении значений характерных показателей стеклопакетов в процессе циклических воздействий переменных положительных и отрицательных температур, влажности, ультрафиолетового облучения и слабоагрессивных химических сред (растворов), имитирующих воздействие критических эксплуатационных нагрузок. Установка (комплект оборудования), включающая в себя камеру погоды ИП-1, морозильную и пропарочную камеру, обеспечивает создание, регулирование и поддержание заданных режимы испытаний:

- ультрафиолетовое облучение в диапазоне длин волн 280-400 нм интенсивностью  $(60 \pm 2)$  и  $(80 \pm 2)$  Вт/м<sup>2</sup> при температуре в камере по термометру «черная панель»  $(50 \pm 2)$  °С;
- дождевание (орошение) образцов;
- воздействие положительных температур до 90 °С с погрешностью измерения не более 2 °С при относительной влажности воздуха  $(95 \pm 5)$  %;
- воздействие отрицательных температур до минус 70 °С с погрешностью измерения не более 2 °С;
- воздействие жидкой (или газообразной) слабоагрессивной среды при температуре  $(20 \pm 3)$  °С.

Стеклопакеты считают выдержавшими испытания на сопротивление атмосферным воздействия, если все образцы, прошедшие

полную программу циклических испытаний, отвечают следующим требованиям:

- не имеют трещин, потеков и отслоений герметика от стекла, а также цветowych пятен и разводов на внутренней поверхности стекла;
- влагопоглотитель сохранил эффективность не ниже 10 °С для силикагелей и 20 °С для молекулярного сита;
- значения точки росы остались в пределах требований ТНПА на испытываемые стеклопакеты [7].

В аккредитованной научно-исследовательской и испытательной лаборатории «Бетоны и строительные материалы» проводятся комплексные исследования и испытания энергосберегающих стеклопакетов, производство которых налажено в Республике Беларусь. Стеклопакеты таких производителей, как ОАО «Управляющая компания холдинга «Забудова», пос. Чисть, СП «Завод стеклопакетов и архитектурного стекла» г. Минск, ООО «Вега-древ» г. Борисов и др., выдерживают 36 циклов длительных циклических климатических испытаний, что соответствует 21 условному году эксплуатации. После испытаний на представленных образцах не обнаружено трещин, потеков и отслоений герметика от стекла, цветowych пятен, разводов и конденсата на внутренней поверхности стекла, влагопоглотитель сохранил эффективность.

Применение стеклопакетов в световых проемах наружных ограждений зданий позволяет повысить теплоизоляцию (теплосбережение) в 3-4 раза, звукоизоляцию (шумозащиту) до 29...32 дБ; защитить помещения от солнечной радиации и УФ-излучения, увеличить осветительные функции (светопропускание) до 80%, повысить огнестойкость (изоляция от пожара) и стойкость к ветровой нагрузке, обеспечить безопасность в эксплуатационных условиях (защита от травматизма осколками разбитого стекла).

В настоящее время в строительном комплексе Республики Беларусь оконные ограждения без применения стеклопакетов практически не встречаются, что позволяет упростить конструкцию оконных проемов, увеличить световую площадь и снизить теплопотери.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Лазаренков А.М. Охрана труда: учебник. - Мн: БНТУ, 2004-497с.
2. СНиП 3.03.01.-87. Несущие и ограждающие конструкции.
3. Соколовский Л.В. Энергосбережение в строительстве. – Мн: НПООО «Стринко», 2000-92с.
4. Змачинский А.Э., Галузо О.Г. Основы энергосбережения в строительстве. – Мн: БНТУ, 2007-227с.
5. Галузо О.Г, Вершения Е.Г «Работе – свет, или улучшение условий труда за счет использования современных световых оконных систем»./ж-л. «Охрана труда и техника безопасности», №3., 06. 2009 г., с. 73-75.
6. ГОСТ 24866-99. Стеклопакеты клееные строительного назначения. Технические условия.
7. ГОСТ 30779-2001.Стеклопакеты строительного назначения. Метод определения сопротивления атмосферным воздействиям и оценки долговечности.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 666.97

**ВЛИЯНИЕ ПРЕССУЮЩЕГО ДАВЛЕНИЯ НА  
УПЛОТНЯЕМОСТЬ МИНЕРАЛЬНЫХ ПОРОШКОВ**

*ГУЩИН С.В., БАБИЦКИЙ В.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В технологии «сухого формования бетона», предусматривающей предварительное уплотнение твердых компонентов бетонной смеси с последующей пропиткой водой, важную роль играет степень уплотнения твердой фазы. Чем больше плотность бетонной смеси, тем меньше пространство для жидкости и тем меньше водоцементное отношение. Таким образом, расчет пористости уплотненной смеси создает предпосылки для прогнозирования характеристик цементного камня и бетона. Для смесей, уплотняемых посредством вибрации, профессор Батяновский Э.И. показал комплекс влияющих факторов и выявил общие тенденции их влияния на изменение плотности сухой бетонной смеси. Определенные выводы можно сделать и на базе исследований доцента Дрозда А.А., посвященных выявлению корреляции между пористостью уплотненного прессованием цемента и тонкостью помола вяжущего. Однако в настоящее время технология «сухого формования» развивается в направлении применения смешанных вяжущих, что требует соответствующих исследований.

Для исследования уплотняемости различных минеральных порошков, образующих в последующем смешанное вяжущее, была изготовлена специальная лабораторная установка (пресс-форма), позволяющая прессовать сухой материал. В пресс-форму с внутренним диаметром 50 мм засыпали определенное количество (позволяет регулировать высоту образца) вяжущего и при изменяющемся удельном давлении от 5 до 40 МПа определяли высоту столба прессовки (запрессованного порошка). Масса, объем и истинная плотность уплотняемого вяжущего позволяют рассчитывать его плотность и пористость. Ограничение прессующего давления величиной 40 МПа обусловлено тем, что сверх его пористость материала изменялась уже незначительно при весьма существенных затратах; при давлениях же ниже 5 МПа отмечается нестабильность результатов.

Общеизвестно, что соотношение размеров цилиндрического образца и его габариты прямо влияют на показатели прочности бетона (цементного камня) на сжатие – с увеличением отношения высоты к диаметру прочностные характеристики падают. Поэтому интерес представляло изучение влияния высоты прессовки (при постоянном диаметре) на степень уплотнения порошка. Полученные результаты для портландцемента приведены на рисунок 1.

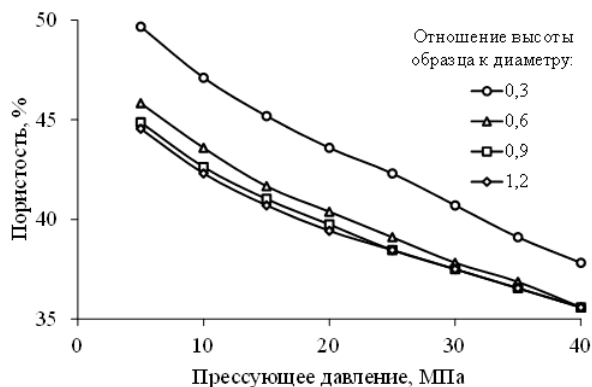


Рисунок 1. Зависимость пористости уплотненного цемента от высоты образца

Как оказалось, пористость порошка практически линейно зависит от прессующего давления, что дает предпосылки для получения достаточно простых формул, описывающих процесс уплотнения.

Что касается влияния высоты образца на степень уплотнения, то полученные результаты обратны ожидаемым авторами – с уменьшением высоты прессовки при прочих равных условиях пористость уплотненного порошка не увеличивается, а уменьшается. При примерно равенстве высоты и диаметра прессовки влияние высоты образца на пористость уплотненного порошка практически нивелируется. Поэтому последующие опыты производились при навесках минеральных порошков, обеспечивающих равенство диаметра и высоты прессовки.

Исследовали степень уплотнения материалов, которые вкуче с портландцементом могут быть использованы для получения смешанного вяжущего: молотый гранит, сланцевая зола, микрокремнезем, кварцевый песок различных фракций (рисунок 2 и 3).

В целом, полученные данные подтверждают результаты изучения уплотняемости портландцемента. И пористость, и прирост пористости практически прямо пропорционально (за исключением микрокремнезема) зависят от величины прессующего давления. Наибольшую пористость имеет спрессованный микрокремнезем, который, в свою очередь, имеет и наименьшую истинную плотность ( $2270 \text{ кг/м}^3$ ) из исследуемых порошков (рисунок 2). Такие аномальные (в сравнении с другими порошками) характеристики спрессованного микрокремнезема достаточно просто объясняются его существенной удельной поверхностью, превышающей в несколько раз аналогичные свойства иных минеральных порошков. Интересно изменение пористости молотого гранита – она при всех прессующих давлениях меньше пористости портландцемента, что выглядит привлекательным при получении смешанного вяжущего «цемент + молотый гранит». Свойства прессовок на основе портландцемента и сланцевой золы близки. Что касается песка, то при малых прессующих давлениях (5...10 МПа) пористость прессовок мало отличается от характеристик спрессованного цемента. Однако при повышенных давлениях снижение пористости спрессованного песка более интенсивно, чем цемента, причем эффект возрастает с увеличением крупности песка. Это, вероятно, объясняется тем, что при высоких прессующих давлениях происходит процесс дробления зерен песка, он становится многофракционным и пористость падает.

Таким образом, для уплотняемых прессованием минеральных порошков степень уплотнения определяется такими основными

влияющими факторами, как прессующее давление, свойства порошков и их природа, что создает предпосылки для получения аналитических зависимостей, позволяющих в последующем рассчитывать водоцементные отношения.

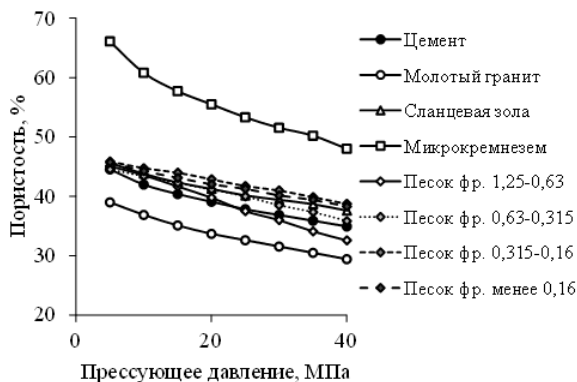


Рисунок 2. Зависимость пористости уплотненного порошка от прессующего давления

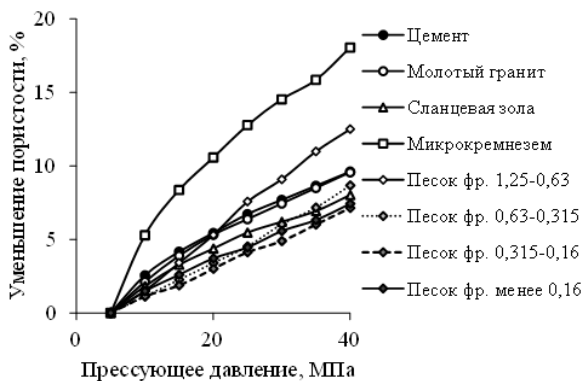


Рисунок 3. Зависимость уменьшения пористости уплотненного порошка от прессующего давления

В дальнейшем намечены исследования процессов прессования (с параллельным вакуумированием) различных композиций порошков, включая и дисперсное армирование.



МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 666.94.041.57

**АДАПТАЦИЯ СТБ ЕН В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬНОГО  
МАТЕРИАЛОВЕДЕНИЯ С НАЦИОНАЛЬНОЙ  
ТЕРМИНОЛОГИЕЙ**

*ДЗАБИЕВА Л.Б., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В статье рассматриваются положения гармонизированных с европейскими стандартами в области вяжущих материалов, которые требуют адаптации к национальным определениям и терминам, применяемым в строительном материаловедении.

В частности, возникают такие проблемы в вопросах классификации, характеристики разновидностей вяжущих, применяемых в строительстве. В современных редакциях стандартов [1, 3, 4] по портландцементу, извести, гипсу имеют место разночтения и неточности, которые снижают уровень четкости и недвусмысленности формулировок, требуемый для статуса государственного стандарта.

Рассмотрим с этих позиций формулировки и терминологию, принятую, например, в [1]. Всего классифицируется стандартом по вещественному составу 27 видов цементов, которые сгруппированы в 5 типов и 11 подтипов в зависимости от содержания в цементе клинкера, определяющего его основные свойства, и от вида и количества активных или инертных минеральных добавок, введенных при помоле последнего.

Чистый клинкерный цемент (ПЦДО по [5]) относится к первому типу, именуется «портландцемент» и обозначается СЕМІ. Здесь все понятно. Проблемы с терминологией начинаются со 2<sup>го</sup>-типа – портландцемента с добавками. Он включает 7 подтипов, каждый из которых имеет собственное название в зависимости от вида введенной при помоле клинкера добавки. В аналогичном Межгосударственном стандарте [2], также гармонизированном с европейским, этот тип именуется «Портландцемент с минеральными добавками», вид которых конкретизируется для каждого из 7 подтипов и, кстати, обозначается русскими буквами ЦЕМІІ.

В названном выше белорусском стандарте от такого принципа отошли, это привело к появлению в [1] названий, которые вообще неуместны в терминологии строительного материаловедения. Это относится прежде всего к названию 7<sup>го</sup> подтипа – «Портландцемент известковый», что является грубой терминологической погрешностью, поскольку в портландцементе извести быть не должно по следующим соображениям. При получении клинкера в процессе обжига сырьевой смеси вся известь СаО, выделяющаяся при разложении карбонатного компонента, должна быть связана в силикаты, алюминаты и ферриты кальция оксидами, образующимися при разложении глинистого компонента. Оставшийся несвязанным СаО будет находиться в виде пережога, поскольку температура в печи (около 1500° С) значительно превышает температуру получения нормально обожженного СаО (около 900° С).

Пережог СаО характеризуется замедленным гашением и может вызвать неравномерное изменение объема твердеющего цементного камня и трещинообразование в изделиях в отдаленные сроки твердения. На практике в клинкере остается несвязанной извести меньше 1% от массы клинкера. Причиной появления названия «портландцемент известковый», очевидно, явилось близкое звучание слов «известь» и «известняк». Последний используется как минеральная добавка при помоле клинкера в технологии получения портландцемента 7<sup>го</sup>-подтипа и название его правильно должно звучать как «портландцемент с известняком», но не «известковый портландцемент», т.к. последний вариант противоречит целевой функции производства портландцементного клинкера, а значит и портландцемента.

Недостаточно согласуется с терминологией строительного материаловедения и название 6<sup>го</sup> подтипа – «Портландцемент с обожженным сланцем». Отход, образующийся при сжигании горючих сланцев – слоистых глинистых пород, пропитанных либо чередующихся с горючими материалами – принято называть сланцевой золой, как называют топливными золами отходы сжигания угольного топлива. Зола, образующаяся при сжигании пылевидного топлива – зола-унос по химическому составу обычно подразделяется на кислую и основную в зависимости от количественного содержания в ней оксидов  $SiO_2$  и  $CaO$ . В [1] названная классификация зол именуется силикатная и известковая.

Не соответствует также общепринятой в строительном материаловедении классификации пуццоланов на природные и искусственные приведенная в [1] классификация их на природные и природные кальцинированные. Искусственные АДМ, как правило, в веществе силикатного или алюмосиликатного составе, состоящие из реакционно способных оксидов  $SiO_2$  и  $Al_2O_3$ , массовая доля реакционно-способного  $CaO$  для утверждения порландцемента в них несущественны. Например в [1] к природным кальцинированным относят термоактивированные глины, хотя последние являются по составу метакаолинитами  $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2$ .

Не способствуют четкости классификации цементов одинаковые названия 2го и 9го подтипов – и тот и другой называются шлакопортландцемент, хотя существенно отличаются по количеству шлака, вводимого при помолу клинкера, а значит и по свойствам получаемого таким образом цемента. В аналогичном стандарте [2] 2ой подтип называется «портландцемент со шлаком», а 9й - шлакопортландцемент. Та же картина с 4м и 10м подтипом. В [1] оба называются «пуццолановый цемент», а в [2] аналогичные вяжущие – «портландцемент с добавкой пуццоланы» и «пуццолановый цемент», сохраняя принятые ранее в [5] традиции классификации цементов по вещественному составу, когда введение минеральных добавок вплоть до 20% по массе не приводило к изменению названия цемента, а отражалось только в его условном обозначении.

И, наконец, в [2] также справедливо отсутствует принятое в [1] количественное ограничение видов цементов цифрой 27, т.к. уже за последние годы в нашей республике налажено и стандартизовано производство цементов с использованием в качестве минеральных

добавок кварцевого песка и гранитного отсева, которые уже не находят отражения в стандарте [1]. И это, очевидно, не последние изменения, которые потребуется вносить, поскольку с развитием энергосберегающих технологий производства портландцемента расширяется перечень используемых для этих целей минеральных добавок и снижается доля клинкера, производство которого слишком энергоёмко и экологически небезопасно.

Устанавливаемые в стандартах термины и определения следует применять во всей другой нормативно-технической документации, технической и учебной литературе, касающейся объекта стандартизации, в данном случае, вяжущих материалов. Выполнение этого положения весьма затрудняют терминология и определения, даваемые в [3]. Так, например, озадачивает, здесь наличие в классификационном перечне видов строительной извести следующих разновидностей: «Природная гидравлическая известь 2 и 3,5»; «Природная гидравлическая известь 5», условное обозначение которых принято NHL2, NHL3,5 и NHL5, а если в них используется минеральная добавка, то её присутствие обозначается дополнительной буквой Z, например NHL3,5 – Z. Кстати, в терминологии строительного материаловедения прочно укоренился термин «активная (или инертная) минеральная добавка», он используется во многих ТНПА, технической и учебной литературе. В [3] приводится новое для национальной терминологии название – «дополнительный материал», смысл его тот же, но лингвистическая конструкция значительно более громоздкая. Цифры в условном обозначении гидравлической извести характеризуют её прочность при сжатии в МПа в возрасте 28 суток.

Неправомыслие использование термина «Природная гидравлическая известь» вытекает из следующих положений её вещественных и технологических особенностей. Ещё в Древнем Риме повышали водостойкость воздушной извести путем добавления к ней вулканического пепла, залежи которого находилась близ городка Поццуоли (отсюда название «пуццолана»). Но саму воздушную известь наставления для строителей того времени рекомендовали получать обжигом «наибелейших, без пестрины» карбонатных пород – известняка, мрамора и мела. Поскольку залежи пуццоланы находили далеко не везде, проблема повышения эксплуатационных показателей извести во влажных условиях была актуальной долгие

годы и в большинстве стран. В России, например, к извести добавляли цемянку и молотый кирпич.

Наконец, английский инженер – строитель Смитон после многолетних и трудоемких исследований получил водостойкое вяжущее из природного сырья, не добавляя пуццоланы, а используя для обжига известняки и «рыжие мела» с примесью глины до 15-20%. Полученную известь, названную гидравлической, он успешно применил при строительстве Эдистонского маяка. Теорию различной водостойкости известковых вяжущих разработал Луи - Жозеф Вика. Он пояснил, что «раньше отдельно обжигали два материала (известняк и глину), а затем продукты двух обжигов (известь и цемянку) смешивали друг с другом. Но в глинистом (мергелистом) известняке природа уже смешала их. Поэтому вместо трех операций (двух обжигов и смешивания) мы обойдемся одной - обжигом». Основной (гидравлический) модуль природного сырья должен находиться в пределах  $m = \frac{CaO}{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3} \cdot = 1,7...9$ , при этом гидравличность извести возрастает с уменьшением названного соотношения. Такого же соотношения придерживаются, искусственно составляя и обжигая сырьевую смесь.

В свете изложенного терминология [3] требует корректировки и уточнения. Известь не может быть природной, в природе её нет, она только может быть получена из природной сырьевой смеси.

Так же касается сырьевой характеристики неточность в [4], где говорится о различных фазах дегидратации сульфата, тогда как речь идет о дегидрации двугидрата сульфата.

## ЛИТЕРАТУРА

1. СТБ ЕН 197-1-2007 Цемент Часть I. Состав, технологические требования и критерии соответствия общих цементов.
2. ГОСТ 31108 – 2003 Межгосударственный стандарт. Цементы общестроительные. Технические условия.
3. СТБ ЕН 459 – 1 – 2007 Известь строительная. Часть I. Определения, требования и критерии соответствия.
4. СТБ ЕН 13279 – 2010 Вяжущие гипсовые и смеси сухие гипсовые. Часть I. Определения и требования.
5. ГОСТ 10178 – 85. Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.014.001.24(476.7)

**АДАПТАЦИЯ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ  
КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ В УСЛОВИЯХ  
ПРИМЕНЕНИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ОБОРУДОВАНИЯ  
ЗАРУБЕЖНЫХ ПРОИЗВОДИТЕЛЕЙ**

*ДРАГАН В.И., ДРАГАН А.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В течении последних лет специалисты проектных институтов и производители сборного железобетона, работающие в области индустриального домостроения, встали перед необходимостью совершить качественный скачок в решениях и подходах, применяемых при проектировании нового поколения жилых домов и производстве сборных железобетонных изделий для них.

Это было вызвано следующими условиями:

- назревшей необходимостью приведения проектов массового применения в соответствие с изменившимися архитектурно-планировочными, конструктивными, пожарно-техническими и другими требованиями, а также повысившимися требованиями к теплозащите зданий и энергосбережению;
- поставленной в республике задачи увеличить объемы строительства жилья в рамках принятой программы реконструкции заводов КЖД.

- переходом на применение современных технологий, используемых предприятиями по выпуску сборного железобетона за рубежом с привлечением к модернизации ДСК ведущих зарубежных фирм.

До недавнего времени, одним из основных условий, которое проектировщики должны были выполнять по требованию заказчика, являлось сохранение существующей технологии производства, и все модернизации и корректировки сводились к изменению начинки панелей. Это было вызвано стоимостью бортоснастки, затраты на которую несоизмеримы со стоимостью проектных работ. При замене изношенной бортоснастки, которая в силу этих же причин производилась частями, повторялись профили и решения уровня 25-30 летней давности. Причем в ряде случаев, эти профили разрабатывались еще для однослойных панелей. без учета современных толщин слоев, конструкции анкеров и т. п.

Применение зарубежных технологий, тем более самых универсальных, не гарантирует само по себе успешного решения тех задач, которые стоят перед нашими предприятиями.

Поэтому без серьезного анализа и определения условий, при которых применение этих технологий для решения наших задач в данном объеме будет эффективным обойтись нельзя.

Надо отметить, что при разработке объемно-планировочных решений главной задачей является решение задачи энергосбережения. Как правило, современные крупнопанельные здания в Германии, Швеции, Финляндии имеют простые очертания, минимальный периметр наружных стен, балконы и лоджии выходят за отапливаемый прямоугольный контур здания. Крепление балконов и лоджий к основным конструкциям здания и перекрытиям обеспечивается применением специальных элементов типа Halfen-Deha, Shock . которые минимизируют мостики холода, а также специальных колонн-стоек. Размеры таких балконов позволяют удобно использовать их для отдыха.

Оконные проемы имеют максимальную площадь остекления на фасадах, обращенных к югу. Этажность таких домов, как правило 3-5 этажей. Во всех домах, выше 2-х этажей предусмотрены лифты.



Рисунок 1 Пример застройки крупнопанельных домов в г. Тампере (Финляндия)

Упрощенный внешний облик таких зданий успешно компенсируется высокими качествами отделки, благоустройством и комфортом проживания. Главным при решении градостроительных задач является не уплотнение существующей застройки, а создание комфортной среды проживания, способной привлечь жителей в этот район.

Перед изготовителями конструкций за рубежом не ставится задачи «осчастливить» потребителя дешевым жильем. Здесь они находятся в равных условиях со всеми остальными участниками строительного рынка. Тем не менее, КПД живет и здравствует. Это вызвано, прежде всего, высокой скоростью строительства и качеством продукта по всем параметрам.

Заводы сборного железобетона за рубежом – это зачастую небольшие предприятия с ограниченными производственными площадями, работающие в условиях постоянно меняющейся номенклатуры.

Для того, чтобы реализовывать различные проекты, не меняя при этом компоненты оборудования, необходимо, чтобы решения конструкций и узлов строго соответствовали ряду определенных требований.

В настоящее время ни на строительстве в Германии, ни в Финляндии, ни в Италии уже не встречаются противодождевые гребни,



выполненные в металле сложные сдвиговые шпонки, и, за редким исключением, подъемные петли привычного вида из гнутых гладких стержней.

Непрерывным атрибутом универсальной технологии являются подъемные устройства многоразового использования, гильзы для пропуска коммуникаций, закладные устройства для монтажных подкосов (фото), широкая номенклатура изделий для скрытой электропроводки (типа «Keiser») - эти компоненты во многом и обеспечивают скорость оснащения форм.

При этом борта, использующиеся на предприятиях, которые производят изделия КПД имеют максимально упрощенную конструкцию.

Как правило, это профили 2-х видов:

- универсальный прямой профиль с одной или двумя фасками для изготовления изделий всех видов толщиной от 80 мм и более для изготовления изделий всех видов
- универсальный профиль с фасками и продольной шпонкой для изготовления плит перекрытий и внутреннего слоя наружных стеновых панелей.



Рисунок 1. Панели перекрытия с упрощённым профилем

Часто борта изготавливаются таким образом, чтобы на противоположных сторонах были профили разных типов. Это позволяет

использовать один и тот же бортовой элемент для изделий с разным боковым профилем.

Из подобных универсальных бортов на поддоне набирается нужный контур изделия. Недостающие участки, неизбежно возникающие при этом способе формообразования, заполняются специальными плоскими элементами с профилем, соответствующим основному, или пенопластовым элементом, приклеенным к поддону.

При отсутствии металлических бортов нужной высоты используют водостойкую фанеру. При этом для устройства фасок используется специальный рулонный профиль ПВХ, крепящийся к фанере степлером или обычными гвоздями. Следует отметить, что как только появляется изделие или элемент стандартных очертаний и габаритов действительно массового изготовления, фирма предпочитает изготовить индивидуальную форму, совместимую с технологией

Производители стремятся также максимально увеличивать длину применяемых бортовых элементов, если идет массовое изготовление длинных панелей – например для строительства промышленных зданий. Этим делается для сокращения времени на оснащение поддонов и повышает устойчивость бортов во время укладки бетона, вибрации, транспортировки и т.д.

Таким образом, эффективность производства обеспечивается не только декларированной универсальностью оснастки, но и за счет выполнения целого комплекса мероприятий, включающих разработку соответствующих опалубочных систем, рецептурой применяемых бетонных смесей, сопутствующей широкой номенклатурой закладных и подъемных устройств, гибких связей, пенополистирольных плит, специально предназначенных для применения в конструкциях КЖД.

Без соблюдения этих условий производство перестает быть мобильным и не справляется с задачей массового скоростного производства.

Следовательно, для создания панельного стенового ограждения, лишенного недостатков предыдущих поколений конструкций и узлов, необходимо также следовать этим принципам. К усложняющим факторам применения технологий в наших условиях можно отнести отсутствие перечисленной выше фурнитуры, или неприемлемость ее применения по ценовым условиям.



Рисунок 2. Производство стеновой панели нестандартной формы при помощи системы универсальный бортов и циркулирующих поддонов.

Рассмотрев все варианты использования предлагаемых технологий, сопоставив задачу массовости производства с необходимостью адаптации привычных решений к особенностям оборудования, а также сопоставив затраты на изготовление бортов, главным условием в переоборудовании существующих заводов является разработка системы профилей и соединений, пригодная для всех видов оборудования – циркулирующих поддонов, стенов и кассет.

#### **Принципы проектирования бортовых систем:**

- отказ от противодождевых гребней и применение стыка т.н. «плоского» типа с одинаковым нижним профилем для всех панелей;
- изготовление цокольных панелей одинаковой с этажными панелями толщины;
- использование составных боковых бортов-разделителей, позволяющих изготавливать панели разной высоты – для типового этажа и чердака, а также технического подполья и подвала;
- применение плит лоджий без напуска на продольные наружные стены, что не требует изменений их опалубки,
- отказ от подрезки по контуру в плитах перекрытия, необходимость в которой отсутствует по определению.
- узлы и стыковые соединения должны быть запроектированы таким образом, чтобы ни в вертикальных, ни в горизонтальных стыках панелей не происходило снижения термического сопротивления.

Кроме того, конструкция панелей и узлов должна максимально исключать человеческий фактор, как при изготовлении изделий, так и при их монтаже.

Известно, что изделие, при изготовлении которого производитель не испытывает трудностей, конструкция которого технологична и рациональна, гарантирует надежные эксплуатационные показатели.

Планировочные решения жилых домов, опалубочные чертежи панелей наружных стен, плит перекрытий и узлов изначально разрабатывались для изготовления изделий на стандовых линиях.

Учет технологических аспектов изготовления бортов, с учетом возможностей производителя позволяет значительно удешевить контрактную стоимость оборудования.

В дальнейшем применение современных технологий позволяет значительно расширить номенклатуру производимых изделий. Универсальность бортов позволяет без проблем выпускать изделия любых форм, для осуществления поставленной объемно-планировочной задачи при проектировании.

Использование готовых подъемных устройств и закладных деталей заметно сокращает время на бортоснастку изделий. Что заметно ускоряет и упрощает производство крупнопанельных изделий на заводе и соответственно решает задачу выхода на заданную проектную мощность.



Рисунок 3. Экспериментальная 3-х слойная наружная стеновая панель длиной 12м с термическим сопротивлением  $4.5 \text{ м}^2 \text{ С/Вт}$

Например удачное переоборудование Мозырского ДСК, позволило ему выйти на проектную мощность 70 000 м<sup>2</sup> в августе 2009 г, успешно решая задачи по строительству жилых домов нового поколения в Мозыре, Гомеле и Гомельской области, Смоленске, Курске.

В настоящее время завод может выпускать 85 000 м<sup>2</sup> общей площади жилья.

При этом расширяется номенклатура блок-секций и выпускаемой продукции. С помощью универсальной опалубочной системы на имеющемся оборудовании могут выпускаться любые наружные стены, если они толщиной 350 мм и предназначены для зданий с высотой этажа 2.8 м.

Так, для системы энергосберегающих индивидуальных домов для Мозырского ДСК запроектирован и в 2012 г изготовлен опытный образец наружной стеновой панели длиной 12,0 м с термическим сопротивлением 4.5 м<sup>2</sup> С/Вт.

Т. е., оказалось, что вопреки сложившемуся мнению о стендовом производстве, как менее универсальном, запроектированные на основе изложенных принципов линии в наших условиях оказались не только эффективными и мобильными, но и экономичными.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 666.972

**ОБ ОСОБЕННОСТЯХ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СОСТАВОВ  
МОРОЗОСТОЙКИХ БЕТОНОВ С УЧЕТОМ ВНЕДРЕНИЯ  
ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМ**

*КОВШАР С.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В настоящее время Государственная стратегия обеспечения долговечности бетона в конструкциях и сооружения претерпевает существенное изменение в связи с активным внедрением Евроном. Кратко данную стратегию можно сформулировать следующим образом: обеспечение требуемой долговечности бетона на стадии проектирования и изготовления конструкций. Следует отметить, что данная идея не нова, аналогичной точки зрения еще в середине прошлого века придерживались известные исследователи морозостойкости бетона академик П.А. Ребиндер и профессор С.В. Шестоперов. Огромный объем проведенных во всем мире научно-исследовательских работ по получению морозостойкого бетона, лабораторные и натурные эксперименты, практика строительства и эксплуатации различного рода сооружений свидетельствует том, что проблема получения долговечного бетона достаточно успешно может быть решена известными технологическими приемами с высокой надежностью. Вариант такого решения предлагается в европейских нормах, в частности в EN 206 [1] и действующих в

настоящее время ТНПА на проектирование и изготовление бетонных и железобетонных конструкций [2,3]. Например, согласно [2,3] к технологическим параметрам, обеспечивающим получение бетона заданной морозостойкости относятся: максимально допустимое значение водоцементного отношения, минимально допустимый расход цемента, минимальный класс бетона по прочности на сжатие, а также вид и качество крупного заполнителя (табл.1).

Поскольку в ТНПА действующих на территории Республики Беларусь отсутствует привязка классов по условиям эксплуатации XF к маркам бетона по морозостойкости, можем воспользоваться данными А.М. Подвального [4,5], который предлагает следующую привязку морозостойкости к классам по условиям эксплуатации (табл. 2).

**Таблица 1. Предельные значения параметров, определяющих долговечность бетона для классов по условиям эксплуатации XF**

Параметры бетонной смеси	Классы бетона по условиям эксплуатации			
	XF1	XF2	XF3	XF4
Максимальное В/Ц	0,60	0,55	0,50	0,45
Минимальный класс по прочности на сжатие	C25/30	C25/30	C25/30	C30/37
Минимальный расход цемента, кг/м <sup>3</sup>	280	300	300	320
Прочие требования	Морозостойкий заполнитель			

**Таблица 2. Соотношение между классами по условиям эксплуатации и морозостойкостью бетона [4,5]**

Соответствующий классу параметр бетона	Классы бетона по условиям эксплуатации			
	XF1	XF2	XF3	XF4
Марка бетона по морозостойкости	F25-F50	F100-F150	F200-F300	F400- F600

На первый взгляд, данные приведенные в таблице 1 выглядят логично. Однако, если внимательно посмотреть они вызывают некоторую настороженность. Так ужесточение условий эксплуатации (переход от XF1 к XF3) не влечет за собой и соответствующее повышение класса бетона по прочности на сжатие, что было бы вполне логично. Также вызывает сомнение соотношение между

максимальным водоцементным отношением и классом бетона по прочности на сжатие. Продемонстрируем это на следующем примере. Имея значение максимально допустимого водоцементного отношения по известной формуле Боломея-Скрамтаева [6] легко вычислить значение средней прочности бетона по зависимости (табл. 3):

$$f_0 = A \cdot f_u \cdot \left( \frac{Ц}{В} - 0,5 \right) \quad (1)$$

где А- коэффициент, зависящий от качества применяемых материалов;

$f_u$  – активность цемента, МПа

$Ц/В$  – величина обратная водоцементному отношению

**Таблица 3. Расчетное значение средней прочности бетона и соответствующий класс бетона при коэффициенте вариации 13,5 %.**

Параметры бетона	Классы бетона по условиям эксплуатации			
	XF1	XF2	XF3	XF4
Максимальное В/Ц	0,60	0,55	0,50	0,45
Расчетное значение средней прочности бетона, МПа*	35,0	39,5	45,0	51,6
Класс бетона С (при V= 13,5 %)	С 20/25	С 25/30	С 30/37	С 32/40

Примечание: При расчете средней прочности бетона активность цемента была принята 50,0 МПа, коэффициент А=0,6.

Из данных таблицы 3 следует, что с уменьшение водоцементного отношения класс бетона на сжатие закономерно увеличивается.

Согласно выполненным расчетам значение класса бетона по прочности на сжатие совпало с нормируемым значением для класса по условиям эксплуатации XF2. Для остальных классов по условиям эксплуатации класс бетона по прочности на сжатие либо ниже нормируемого значения (класс XF1), либо выше нормируемого значения (классы XF3 и XF4).

Аналогичные результаты были получены автором при расчете класса бетона по прочности на сжатие при использовании модели для оценки морозостойкости тяжелого бетона [7]. Для оценки морозостойкости тяжелых бетонов была предложена расчетная модель, которая включает такой параметр, как прочность бетона  $f_0$  к моменту воздействия замораживания и оттаивания. Преобразовав её соот-



ветствующим образом, получили зависимость определения средней прочности бетона:

$$f_0 \geq \frac{F_6 \cdot k_D}{2 \cdot \frac{\alpha_{\max}}{\alpha_0} \cdot \left(1 - \frac{W_0}{100}\right) \cdot k_{\text{пр}} \cdot k_B \cdot k_{C_3A}}, \text{ МПа} \quad (2)$$

где  $F_6$  – морозостойкость бетона, циклы;  
 $k_D$  – коэффициент, учитывающий влияние структуры цементного камня на скорость разрушения при циклических воздействиях;

$\frac{\alpha_{\max}}{\alpha_0}$  – отношение максимально возможной степени гидратации цемента к фактическому значению;

$W_0$  – водопоглощение бетона по объему, %;

$k_{\text{пр}}$  – коэффициент, учитывающий влияние загрязненности заполнителей;

$k_B$  – коэффициент, учитывающий влияние воздухововлекающих или газообразующих добавок;

$k_{C_3A}$  – коэффициент, учитывающий влияние минералогического состава цемента.

Если принять, что:

$$A = \frac{\alpha_{\max}}{\alpha_0} \cdot \left(1 - \frac{W_0}{100}\right) \cdot k_{\text{пр}} \cdot k_B \cdot k_{C_3A}, \quad (3)$$

где  $A$  – структурный параметр,  
 то тогда средняя прочность бетона на сжатие можно определить как:

$$f_0 \geq \frac{F_6 \cdot k_D}{2 \cdot A} = \frac{1}{2} \cdot F_6 \cdot \frac{k_D}{A}, \text{ МПа}. \quad (4)$$

Из (4) следует, что средняя прочность бетона определяет долговечность материала  $F_6$  в принятых условиях эксплуатации  $k_D$  и зависит от структурных характеристик материала  $A$ . По зависимости (4) можно рассчитать минимальное значение средней прочности бетона, которая обеспечивает требуемую морозостойкость. По значению же средней прочности, задаваясь значением коэффициента вариации, можно перейти к классу бетона по прочности на сжатие.

Используя данные таблиц 1 и 2, по зависимости (4), было определено значение средней прочности бетона (табл. 4)

**Таблица 4. Расчетные значения средней прочности и класса бетона для различных классов по условиям эксплуатации**

Класс бетона по условиям эксплуатации	Класс бетона по прочности на сжатие							
	Значение величин в (4)				f <sub>0min</sub> ,	f <sub>0max</sub> ,	C <sub>min</sub>	C <sub>max</sub>
	n <sub>min</sub>	n <sub>max</sub>	kD	A	МПа	МПа		
XF1	25	50	0,68	1,27	7,1	14,3	B7,5	C8/10
XF2	100	150	0,37	1,21	15,3	23,0	C8/10	C12/15
XF3	200	300	0,27	1,14	23,5	35,3	C12/15	C20/25
XF4	400	600	0,24	1,09	43,6	65,4	C25/30	C40/50

Анализ данных таблицы 4 и сравнение рассчитанных значений средней прочности бетона (класса бетона) с нормируемыми значениями, принятыми в ТНПА показывает, что и в данном случае расчетные данные не вполне соответствуют принятым в ТНПА значениям. Так для классов по условиям эксплуатации XF1 и XF2 имеет место значительное расхождение расчетных и нормированных значений, меньше для XF3 и практически полное совпадение для XF4. Если руководствоваться значениями классов бетона по прочности на сжатие полученных расчетом (табл. 4), то для классов по условиям эксплуатации XF1-XF3 возможна существенная экономия цемента без опасности снижения долговечности бетонных и железобетонных конструкций.

Выполненные двумя способами теоретические расчеты требуемой прочности бетона для обеспечения его долговечности свидетельствуют о том, что принятые в настоящее время положения в ТНПА по обеспечению требуемой долговечности бетона при замораживании и оттаивании требуют корректировки.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Бетон. Часть 1. Технические требования, эксплуатационные характеристики, производство и соответствие требованиям: NF EN 206-1-2004 – Введ. 01.04.2004 – 95 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНБ 5.03.01-02 – Введ. 01.07.2003- Минск: Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2002 – 144 с.

3. Бетоны конструкционные. Технические условия: СТБ 1544-2005 – Введ. 01.07.2005 – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2005 – 20 с.
4. Подвальный А.М. Об оценке результатов коррозионных испытаний и марках бетона по морозостойкости/ А.М. Подвальный// Бетон и железобетон, 2002. - № 5. - С. 27-29.
5. Подвальный А.М. О концепции обеспечения морозостойкости бетона в конструкциях зданий и сооружений/ А.М. Подвальный//Строительные материалы, 2004. - №6. – С. 4-6.
6. Френкель И.М. О расчете прочности бетона по формулам / И.М. Френкель // Бетон и железобетон. – 1974. - № 9. – С. 8-9
7. Ковшар С.Н. Система прогнозирования морозостойкости цементного камня и тяжелого бетона/ С.Н.Ковшар, М.С.Бибик, В.В.Бабицкий//Строительная наука и техника, 2009. - № 6(27). – С. 29-33.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.12

**ПРОБЛЕМА В ОБЛАСТИ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО  
ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕХАНИЗИРОВАННЫХ РАБОТ**

*КОЛЕДА Е.А., САФОНЧИК Д.И.*

Гродненский государственный университет им. Я.Купалы  
Гродно, Беларусь

В настоящее время в условиях глобализации рынка продукции и услуг качество стало основной составляющей конкурентоспособности любой строительной организации. Нормативное обеспечение строительной отрасли в Республике Беларусь до сих пор во многих вопросах регламентируется стандартами СССР. При этом многие действующие стандарты уже не соответствуют реальным требованиям. Кроме того, для интеграции с общеевропейской экономикой некоторые страны принимают наиболее прогрессивные и совершенные стандарты Германии (DIN-EN) в качестве национальных строительных норм. В Беларуси также выполняется гармонизация национальных стандартов с европейскими нормами, целью которой является возможность иностранным инвесторам работать в Беларуси без ограничений.

Переход на стандарты, гармонизированные с евронормами, в РБ должен был быть осуществлен до 1 января 2010 г, но не выполнен до настоящего времени. Хотя работа в этом направлении уже проделана немалая. В строительном комплексе Беларуси утверждено свыше 220 европейских стандартов на строительные материалы и

изделия, методы их испытаний. Но остается еще очень много направлений в строительстве, по которым необходимо интенсифицировать начатую работу.

Исходя из выше сказанного, проблема актуализации действующей нормативной литературы является очень важной для нашей страны, особенно в области строительного производства.

Технические нормативные правовые акты (ТНПА) должны основываться на современных достижениях науки, техники и технологии, отечественном и зарубежном опыте проектирования и строительства, обеспечивать максимальную гармонизацию с требованиями стандартов Международной организации по стандартизации (ИСО) и Европейского комитета по стандартизации (СЕН) и содержать технически и экономически обоснованные требования, обеспечивающие решение конкретных задач строительной деятельности.

Технический прогресс не стоит на месте, появляются новые машины и механизмы, расширяется область их применения, однако нормативная база не достаточно усовершенствована для новейших технологий. Из-за нехватки данных приходится обращаться к нормам, которые были изданы в СССР.

В СССР действовало большое количество нормативных документов и их разновидностей. Строительство регламентировалось и еще продолжает регламентировать СНиП, ГОСТ, СН, РСН, различные инструкции, указания, положения. К примеру, ГОСТ 4.200-78 «Система показателей качества продукции. Строительство. Основные положения» действует с 01.07.1979; ГОСТ 4.228-83 «Система показателей качества продукции. Строительство. Материалы клеящие полимерные. Номенклатура показателей» действует с 01.01.1984. Кроме того, в действующей системе строительные нормы и ГОСТ даже одного технического направления находятся в разных группах, разрабатывались и совершенствовались различными институтами и порой плохо увязываются, а то и противоречат друг другу.

Некоторые трудности возникают при определении затрат труда на проектируемые строительно-монтажные, отделочные и специальные работы. В области нормирования затрат труда в последнее время наблюдается прогресс. Если ранее на территории Республики Беларусь основным документов, который определяет нормы време-

ни выполнения работ, являлся ЕНиР (Единые нормы и расценки), то сейчас на смену ему разработан НЗТ (Нормы затрат труда). Однако и тут достаточно много проблем, основными из которых является то, что полная разработка НЗТ к настоящему времени еще не завершена. Следовательно, в ряде случаев при разработке технологической документации (ППР, ПОР) невозможно определить нормозатраты труда. В частности, для проектирования механизированной разработки грунтов приходится по-прежнему использовать ЕНиР.

Создание новых или переработка действующих норм – это весьма сложная и кропотливая работа. И этой сложностью можно оправдать ситуацию, сложившуюся на данный момент в области технологического проектирования. Известно, что для разработки норм труда необходимо:

- выполнить подготовительные и организационно-методические работы, в ходе которых определяются цели и задачи разработки норм, уточняются виды норм, составляется техническое задание;
- провести работы по изучению затрат рабочего времени на рабочих местах;
- выполнить обработку собранных материалов, то есть осуществить анализ и обобщение результатов изучения затрат рабочего времени, определить основные факторы, влияющие на величину затрат труда; вывести эмпирические формулы зависимостей между значениями влияющих факторов и величинами затрат труда;
- осуществить проверку нормативных материалов в производственных условиях;
- выполнить подготовку окончательной редакции нормативных материалов.

После проведения указанных выше мероприятий, выполняется замена и пересмотр единых и типовых норм. Проверка действующих в строительстве норм труда осуществляется комиссиями. По результатам проверки по каждой норме принимается решение: утверждать или не утверждать.

Указанные работы выполняют по всем видам строительных процессов с целью осуществления планомерной работы по снижению трудовых затрат, обеспечению прогрессивности действующих норм.

В настоящее время темпы появления новой техники и строительной продукции значительно опережают темпы разработки нормативной документации.

Строительство достаточно динамично развивающаяся отрасль. За последние годы появилось много новых строительных материалов, изделий, конструкций. Для эффективного использования этих инноваций необходимо чтобы и строительное производство не стояло на месте, а шагало в ногу с прогрессом. Решение этой проблемы возможно при создании новых методов производства работ, а также современной высокоточной и высокопроизводительной техники. Однако появление нового всегда связано с тем, что необходимо что-то переделывать или разрабатывать заново. Это оказалось справедливым и при технологическом проектировании в строительстве. Например, НЗТ, который введен вместо действующего ранее ЕНиР (единые нормы и расценки), не позволяет в ряде случаев определить нужные значения при проектировании экскаваторных забоев. Прежде всего, потому, что НЗТ находится в стадии разработки, а в части нормирования механизированных земляных работ и вовсе отсутствует. Использование же советского норматива ЕНиР невозможно в некоторых случаях для современной строительной техники.

Основным параметром технического нормирования является производительность, которая для современных машин выше, чем для устаревших, т.к. современные технологии в машиностроении позволяют уменьшить время рабочего цикла экскаватора за счет увеличения скорости движения рабочих органов. Производительность и время цикла находятся в обратно пропорциональной зависимости между собой по формуле:

$$\Pi = \frac{60^2 \cdot q \cdot k_n}{t_{ц} \cdot k_p}$$

где  $q$  – вместимость ковша,  $\text{м}^3$ ;

$k_n$  - коэффициент наполнения ковша;

$k_p$  - коэффициент разрыхления грунта.

Так, например, если определять производительность в соответствии с ЕНиР для разработки грунта в котлованах одноковшовыми экскаваторами, оборудованными обратной лопатой, то можно лишь определить норму времени для экскаватора, емкость ковша которо-

го не более  $1,6 \text{ м}^3$ . В современном строительстве возможно использование экскаваторов с большей емкостью ковша.

Следовательно, нельзя нормировать работу техники с большей производительностью по нормативам, которые были разработаны для работы сравнительно низкой производительной техники.

Кроме того, что ЕНиР не всегда позволяет определять нормы времени для современных строительных машин, существуют проблемы и при проектировании экскаваторных забоев. Размеры и форма забоя зависят от типа рабочего оборудования экскаватора, назначения земляного сооружения и принятой схемы разработки грунта.

При расчете ширины проходки одноковшового экскаватора необходимо знать величину передвижки машины ( $l_n$ ). Так как это значение напрямую зависит от минимального и максимального радиусов резания. Минимальный радиус резания в характеристиках одноковшовых экскаваторов не приводится, поэтому в расчетах  $l_n$  принимается как ориентировочное значение. Однако величина передвижки оказывает существенное влияние на ширину проходки.

Для наглядности рассмотрим пример определения ширины проходки ( $B$ ) с постоянным радиусом резания ( $R$ ), но различными величинами передвижки (рисунок 1) [2,4]:

$$B_1 = 2 \cdot \sqrt{R^2 - l_{n1}^2} = 2 \cdot \sqrt{8^2 - 4,4^2} = 13,36 \text{ м}$$

$$B_2 = 2 \cdot \sqrt{R^2 - l_{n2}^2} = 2 \cdot \sqrt{8^2 - 1,8^2} = 15,59 \text{ м}$$

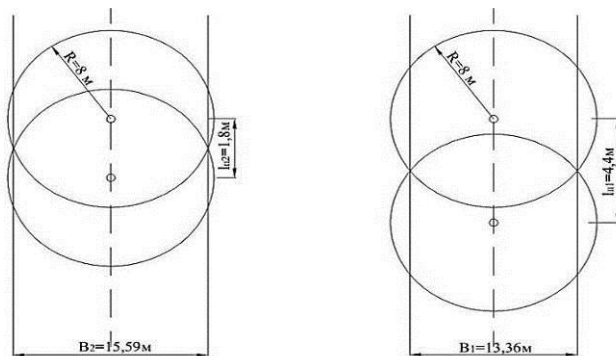


Рисунок 1. Схемы к определению ширины проходки



Исходя из рассмотренного примера можно сделать следующий вывод: чем больше величина передвижки при одном и том же радиусе резания, тем меньше ширина проходки.

Так же, следует отметить, что размеры и форма забоя зависят от типа рабочего оборудования экскаватора, назначения земляного сооружения и принятой схемы разработки грунта и при расчете ширины проходки одноковшового экскаватора необходимо знать величину передвижки машины ( $l_n$ ), т.к. они между собой тесно взаимосвязаны.

Для следующего расчета были использованы интернет ресурсы [1] представленные на рисунке 2.

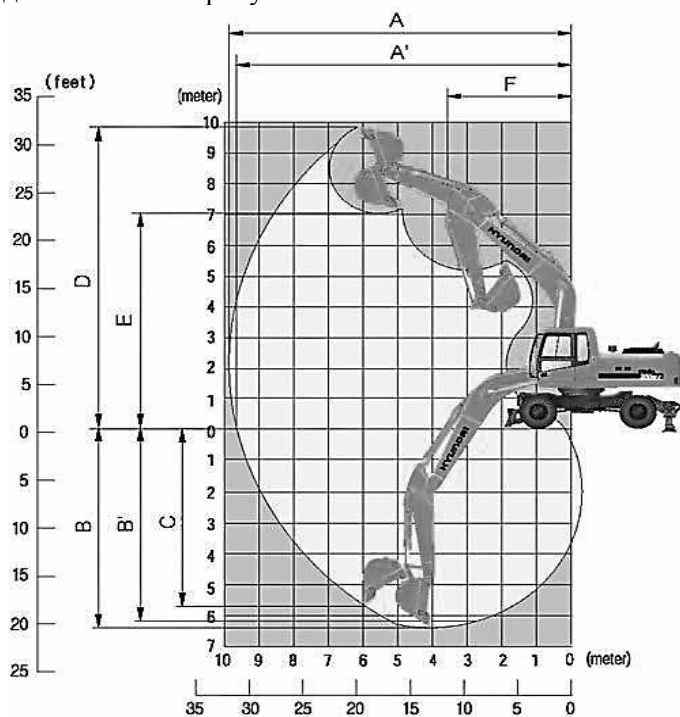


Рисунок 2. Рабочие параметры экскаватора Hyundai 200w-7

При глубине копания  $h_1=1$  м максимальный радиус резания составит  $R_{1max}=9,4$  м (рисунок 2), минимальный радиус резания  $R_{1min}=2$  м.

При  $h_2=4\text{ м}$  – максимальный радиус резания  $R_{2\text{max}}=7,7\text{ м}$ , минимальный радиус резания  $R_{2\text{min}}=2\text{ м}$ .

Величина передвижки составит:

$$l_{\text{п}}^1 = R_{\text{max}}^1 - R_{\text{min}}^1 = 9,4 - 2 = 7,4\text{ м}$$

$$l_{\text{п}}^2 = R_{\text{max}}^2 - R_{\text{min}}^2 = 7,7 - 2 = 5,7\text{ м}$$

Следовательно, максимальные рабочие параметры зависят от глубины копания грунта.

Таким образом, для определения расчетных параметров одноковшовых экскаваторов необходимы более полные технические характеристики машин с возможностью их определения в зависимости от заданных условий производства. Возможно, это будет представлено в виде графиков и таблиц сведенных в единый каталог землеройных строительных машин и механизмов.

Помимо того что существуют проблемы при нормировании труда современными экскаваторами есть необходимость в пересмотре действующей документации в области выполнения монтажных работ.

В настоящее время нормирование монтажных работ выполняется в соответствии с ТКП 45-1.03-63-2007. Однако при работе с данным документом, для подбора монтажных кранов, могут возникать некоторые трудности.

Детальный анализ этого норматива выявил следующие погрешности:

1. несущественные – неправильная индексация и обозначение на схемах и т.п.;
2. существенные – ошибки в приведенных формулах.

Более подробно рассмотрим несущественные погрешности:

- высота верхнего блока стрелы стрелового самоходного крана над уровнем его установки в подпункте 5.6. обозначается  $H$ . В то время как в подпункте 5.6.12 данный размер выражен символом  $H_{\text{п}}$ . Кроме того, данная величина не обозначена на рисунке 5.9;

- необходимая минимальная высота подъема грузового крюка в формуле (10) приведена как  $H_{\text{к}}$ , а на чертеже 5.8 обозначена размером  $H$ . А также вылет стрелы башенного крана используется в формуле (8), как  $L_{\text{стр}}$ , а на схеме 5.8 обозначено размером  $L$ ;

- на рисунке 5.8 изображен башенный кран с наклонной стрелой, однако не приведен расчет, который бы обеспечивал безопасное расположение крана с учетом уклонов стрелы, хоть и обозначены величины необходимые для данного расчета;

- в подпункте 5.6.10 в формуле (11) указаны величины  $\Delta$  (отклонение груза от вертикали под действием центробежной силы, возникающей при вращении стрелы крана), и  $\Delta^*$  (показатель, учитывающий отклонения башни крана от вертикального положения из-за ее податливости и допускаемого уклона пути). Однако в данном документе не разъяснено, каким образом выполняется расчет этих величин;

- величина  $c$  – минимально допустимый зазор между стрелой крана и смонтированными конструкциями здания или монтируемым элементом.  $c = 0,5$  м и определяются как кратчайшее расстояние между осью стрелы и краем конструкции, следовательно, это перпендикуляр между ними; величина  $e$  – половина толщины стрелы на уровне вероятного ее соприкосновения с ранее смонтированными конструкциями или поднимаемым элементом. Исходя из данного определения, величина  $e$  так же должна рассматриваться по перпендикуляру к оси стрелы стрелового крана. Однако в техническом кодексе установившейся практики ТКП 45-1.03-63-2007 (02250) эти две величины рассматриваются, как горизонтальное расстояние между осью стрелы и конструкцией и расположено не на кратчайшем расстоянии между ними, что не соответствует определению (рисунок 5.9).

Далее рассмотрим более существенные ошибки:

- формула (подпункт 5.6.11) выведена только для случая, когда смонтированная конструкция более приближена к стреле крана, чем монтируемый элемент (рисунок 3).



Величины, входящие в формулы 2-4, расшифрованы в подпункте 5.6.11 [3].

Однако, если опасная ситуация возникает из-за монтируемого элемента (рисунок 4).

Аналогично найдем необходимый вылет стрелы стрелового крана:

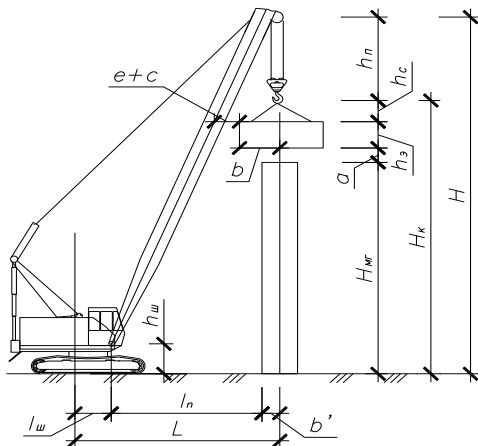
$$L = l_{ш} + l_n + b' \quad (5)$$

где  $b'$  – половина ширины монтируемой конструкции.

$$\frac{s+c+b}{l_n+b'} = \frac{h_n+h_c}{H+h_{ш}} \quad (6)$$

$$l_n + b' = \frac{(s+c+b)(H-h_{ш})}{h_n+h_c} \quad (7)$$

$$L = l_{ш} + \frac{(s+c+b)(H-h_{ш})}{h_n+h_{гк}} \quad (8)$$



**Рисунок 4** – Схема к определению вылета крюка в случае, когда монтируемый элемент находится ближе к стреле крана, чем смонтированный элемент

В конечном итоге формулы для определения величины вылета крюка стрелового крана различны для ситуаций рассмотренных выше.

- Формула (подпункт 5.7.3) выведена неверно. В ТКП 45-1.03-63-2007 формула имеет вид:

$$Q_{ЭБ} = \sum n_i \cdot q_i \cdot K_B = \sum \frac{60 \cdot q_i \cdot t_{гк} \cdot K_B}{t_{иi}}, \quad (9)$$

где  $n_{ni} = \frac{60}{t_{ui}}$ , поэтому равенство должно иметь вид:

$$Q_{эв} = \sum n_i \cdot q_i \cdot t_{см} \cdot K_B = \sum \frac{60 \cdot q_i \cdot t_{см} \cdot K_B}{t_{ui}}, \quad (10)$$

Т.е. в промежуточной формуле не хватает параметра  $t_{см}$ .

- По ТКП 45-1.03-63-2007 необходимое количество кранов  $m_k$ , шт из условия монтажа различных сборных элементов на данной захватке, определяется по формуле:

$$m_k = \sum \frac{P_{ci}}{K \cdot Q_{эв}} = \frac{P_{ci} \cdot q_i \cdot t_{ui}}{60 \cdot K \cdot t_{см} \cdot K_B}. \quad (11)$$

Однако:

$$Q_{эв} = \sum \frac{60 \cdot q_i \cdot t_{см} \cdot K_B}{t_{ui}}, \quad (12)$$

поэтому необходимое количество кранов  $m_k$  должно рассчитываться по формуле:

$$m_k = \sum \frac{P_{ci}}{K \cdot Q_{эв}} = \frac{P_{ci} \cdot t_{ui}}{60 \cdot K \cdot t_{см} \cdot K_B \cdot q_i}. \quad (13)$$

Т.е. в конечной формуле параметр  $q_i$  должен находиться в знаменателе.

Т.о. установлено наличие ошибок и неточностей в ТКП 45-1.03-63-2007. Результаты, отраженные в статье, помогут при выполнении технического редактирования указанного нормативного документа, а следовательно облегчат задачу выбора монтажного крана при проектировании.

Исходя из выше сказанного, можно сделать выводы о том, что в Республике Беларусь требуется пересмотреть целый ряд нормативных документов, регламентирующих строительное производство и определяющих нормы затрат труда. Для повышения качества и конкурентоспособности, снижения энерго- и ресурсоемкости строительных материалов, изделий и конструкций, производимых предприятиями, и выведения их на уровень лучших отечественных и зарубежных аналогов необходимо создание новой или переработка действующих ТНПА. Нормативные документы должны быть гармонизированы с европейскими стандартами.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Интернет сайт ООО «Колесо Новосибирск» [Электронный ресурс] / Гусеничные экскаваторы (TEREX) TC210. – Режим доступа: <http://www.koleso-nsk.com/arenda/ekskavatory.php>–Дата доступа: 09.04.2013
2. Машины для земляных работ/ Под ред. Ю.А. Ветрова и др.- К.:Вища шк., 1981.-384с.
3. ТКП 45-1.03-63-2007 (02250). Монтаж зданий. Правила механизации. – Минск, 2007
4. Технология строительных процессов. В 2ч. Ч.1: Учебник/ В.И. Теличенко, О.М. Терентьев, А.А.Лapidус.-4-е изд., стер.-М.: Высш. Шк., 2008.-391 с.: ил.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 621.311

**ДЕКОРАТИВНЫЕ ОБЛИЦОВОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ИЗ  
МОДИФИЦИРОВАННОГО МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА**

*КРАСУЛИНА Л.В., ПОТАПОВА И.Л.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

При выполнении строительно-монтажных работ значительный объем занимают отделка и облицовка наружных и внутренних стен зданий. Лучшим облицовочным материалом являются плиты из твердых горных пород – гранита, сиенита, кварцита, габбро, плотных известняков, доломитов, вулканических туфов и др. В Республике Беларусь природные облицовочные материалы являются дефицитными, имеют высокую стоимость и, несмотря на высокую декоративную выразительность и долговечность, по стоимости не могут конкурировать с искусственными каменными материалами, в частности с облицовочными на основе портландцемента. Эти искусственно приготовленные изделия представляют собой имитацию плит из естественного камня и могут применяться как для облицовки внутри помещений, так и для облицовки фасадов.

К наиболее перспективным отделочным материалам относятся композиционные материалы на основе мелкозернистых бетонов. Из цементно-песчаных бетонов можно получать долговечные и недорогие декоративные облицовочные изделия. Основными компонентами, из которых изготавливаются декоративные облицовочные



плиты, являются вяжущие вещества (белый или обычный портландцемент), кварцевый песок, вода, а также пигменты и добавки, позволяющие улучшить декоративные и физико-механические показатели изделий.

Декоративные плиты – это двухслойное изделие, состоящее из декоративного лицевого и подстилающего слоя. Для того, чтобы бетон мог заменить природный камень не только как конструктивный, но как отделочный и облицовочный материал, необходимо стремиться к его цветовому разнообразию. Цвет цементного теста определяется окраской самих зерен вяжущего, претерпевающей лишь некоторое изменение вследствие явлений гидратации – выделения свободной гидрооксида кальция  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  и образования на поверхности цементных зерен пленки гидратных продуктов.

Создавать цвет и фактуру искусственного декоративного камня можно и с помощью заполнителей, если они нанесены путем присыпки на дно формы при их формовании "лицом вниз". В декоративном бетоне крупные частицы каменной или другой крошки активно участвуют в цветообразовании, если содержание заполнителя достаточно велико и лицевая поверхность тем или иным способом обнажена от затеков цементного теста. В этих условиях даже при использовании ахроматических цементов – белого или серого – возможно достижение достаточно интенсивной окраски поверхности. Материалы, могущие служить крупным и мелким заполнителем в декоративном бетоне можно объединить в две основные группы: первая – заполнители из естественных каменных пород, вторая – искусственные камневидные материалы.

Наиболее декоративным из искусственных заполнителей отделочного бетона является бой оконного и цветного стекла, сочетающий интенсивную и разнообразную окраску с искрящимся блеском частиц. Такой дробленный бой стекла с крупностью фракций от 1,2 до 5 мм целесообразно использовать в составе декоративных бетонов на цветных цементах [5]. Используются и более крупные фракции дробленного стекла, так называемый эрклез. Эрклез получается из отходов производства светотехнического стекла, пуговичных заготовок, посуды и др. Подстилающим слоем служит мелкозернистый бетон.

К наружным отделочным материалам предъявляются дополнительные требования по прочности, морозостойкости, цветовой однородности, так как в результате внешних воздействий (знакопеременной температуры, влажности, ультрафиолетовых лучей) происходят изменения их физико-механических и декоративных свойств. Важную роль при этом играет влага. В изделиях содержится значительное количество влаги в момент их производства (технологическая влажность). За счет сил капиллярного подсоса изделия могут поглощать влагу из кладочного раствора. Влага попадает в наружные облицовочные изделия при выпадении атмосферных осадков и т.п. Миграция влаги в материале приводит к переносу растворимых и малорастворимых веществ (гидроксида кальция, красителей и др.), что вызывает ухудшение декоративных свойств и структуры материала.

Влияние влаги особенно усиливается при одновременном воздействии на материал влаги и знакопеременной температуры. В этом случае величина развивающихся в материале напряжений будет определяться различием в коэффициентах температурного расширения льда и скелета материала и изменением объема воды при переходе ее в лед. Когда напряжения достигают критических величин, материал разрушается.

Прослеживается зависимость морозостойкости от параметров и распределения по размерам замкнутых пор. Увеличение объема крупных открытых пор и уменьшение мелких снижает морозостойкость. И, наоборот, снижение содержания количества крупных пор и увеличение количества мелких способствует повышению морозостойкости бетона. Наилучшие показатели морозостойкости бетона получены при создании в его структуре мелких замкнутых равномерно распределенных воздушных пор при одновременном повышении плотности цементного камня.

Перенос во влажном материале солей щелочных металлов, а также образующегося при гидратации цемента гидроксида кальция, переходящего с течением времени в устойчивую форму – карбонат кальция, являются причинами выцветов на лицевой поверхности бетонных изделий. Процесс выделения гидроксида кальция и других растворимых окислов – диффузный. Следовательно, всякий фактор, способствующий уплотнению цементного раствора, будет снижать возможность образования высолов. Для этого следу-

ет выбирать технологии, способствующие получению плотного бетонного камня с гладкой поверхностью и снижению фактического водоцементного отношения.

В настоящее время в промышленности строительных материалов чаще всего изделия из мелкозернистого бетона изготавливают из особо жестких смесей методами интенсивного уплотнения (вибропрессование, роликотное формование, пресс-прокат) и из малоподвижных смесей на стандартных виброплощадках без пригруза либо с пригрузом. Одним из перспективных направлений изготовления изделий из песчаного бетона является технология фильтрационного прессования, которая предполагает приготовление пластичного цементного теста и последующее его формование под давлением с одновременным удалением из смеси избытка воды затворения через фильтрующие элементы.

Р.Ф.Руновой [4] установлено явление образования прочного водостойкого камня при прессовании (величина прикладываемого давления 50...100 МПа) дисперсных гидросиликатов кальция неустойчивой структуры, затворенных водой, за счет формирования контактно-конденсационной связи между макрочастицами, без изменения химического состава и агрегатного состояния вещества. В работах [1-3] установлен факт интенсификации твердения бетона, отпрессованного под давлением, повышение его плотности, водонепроницаемости, морозостойкости.

Интенсификация гидратации цемента в бетонах, твердеющих под давлением возможна за счет повышения проникающей способности молекул воды (диффузии), находящихся под действием гидростатического давления, и увеличения тем самым поверхностей взаимодействия цемента с водой, а также за счет снижения внутренних структурных связей в большей части объема пленок, обволакивающих зерна вяжущего.

Увеличение поверхностей взаимодействия способствует росту количества новообразований, а это повышает уровень насыщения растворной составляющей (жидкой фазы) продуктами гидратации.

Технология изготовления изделий методом фильтрационного прессования позволяет применять исходную бетонную смесь с водоцементным отношением (В/Ц) 0,4...0,6, обеспечивающим необходимую удобоукладываемость. В процессе прессования за счет

отжатия лишней жидкой фазы водоцементное отношение снижается до 0,2...0,3.

Процесс отжатия избыточной влаги цементного теста при  $V/C \geq K_{н.г.}$  вначале лимитируется сопротивлением фильтрации. Изменение давления на первом этапе влияет только на скорость фильтрации, и мало – на количество отжатой влаги, т.е. существует такое значение  $V/C$ , снижение до которого происходит почти независимо от величины давления прессования. Это объясняется тем, что в начале прослойки жидкости между частицами велики, и их сближение происходит практически без существенной работы и изменения свободной энергии системы. Далее, начиная с некоторого расстояния между частицами  $a=2h$  (где  $h$  – толщина оболочек вокруг частицы), необходимо учитывать силу молекулярного взаимодействия дисперсной фазы и дисперсионной среды. Величина  $a=2h$  по Б.В.Дерягину составляет  $10^{-8} \dots 10^{-9}$  м.

На втором этапе прессования большое значение имеет трение между твердыми частицами цементной пасты и их нелинейная деформация. В результате этого внутреннее сопротивление внешнему давлению возрастает, и фильтрация воды уменьшается.

Роль давления не ограничивается только отжатием жидкой фазы, под влиянием давления проявляются процессы, обеспечивающие дополнительный прирост прочности за счет формирования более качественной однородной структуры в твердеющем бетоне. Фильтрпрессование обеспечивает уменьшение как общего объема пор, так и изменение их качественного состава. Фильтрпрессование позволяет получать бетон максимальной плотности, повышенной морозостойкости и водонепроницаемости независимо от начального  $V/C$ .

Важно отметить, что перенос во влажном материале солей щелочных металлов, а также образующегося при гидратации цемента гидроксида кальция, переходящего с течением времени в устойчивую форму – карбонат кальция, являются причинами выцветов на лицевой поверхности бетонных изделий. Процесс выделения гидроксида кальция и других растворимых окислов – диффузионный. Следовательно, всякий фактор, способствующий уплотнению цементного раствора, будет снижать возможность образования высолов.

Теоретические основы фильтрпрессования, заложены и глубоко рассмотрены в работах Ахвердова И.Н., Блещика Н.П. и других авторов. Основываясь на этих работах и были заложены теоретические основы фильтрпрессования декоративных модифицированных мелкозернистых бетонов. Фильтрпрессовый мелкозернистый бетон от обычного отличается лишь повышенной плотностью. Прочность фильтрпрессового бетона обуславливается такими же физическими причинами, что и прочность обычного бетона. отличается от начального (в 3 - 6 раз).

Изучение прочности цементно-песчаного раствора в раннем возрасте показало, что интенсивное ее нарастание начинается не сразу после формования, а спустя некоторое время, что затрудняет распалубку отпрессованных изделий и сокращает оборот дорогостоящих форм. Интенсификация твердения и повышение прочности и долговечности бетона возможна за счет введения в его состав различных добавок. Наиболее эффективными добавками являются электролиты и поверхностно-активные гидрофобизирующие вещества.

Важное свойство, получаемое при введении добавок–электролитов – повышение непроницаемости цементного камня в результате смещения кривой распределения пор по размерам в сторону микропор и пор геля. Кроме этого процесса, обусловленного более интенсивно протекающими процессами гидратации цемента, при введении добавок, содержащих сульфат–, хлорид– или нитрат–ионы наблюдается микроармирование структуры камня игольчатыми кристаллами двойных солей–гидратов, таких, как гидросульфо–, гидрохлор– или гидронитроалюминатов кальция. При таком микроармировании, приводящем к формированию первичного структурного каркаса, с его последующим обрастанием высокодисперсными гидросиликатами кальция, увеличивается прочность цементного камня и повышается его непроницаемость.

Преобладание в бетонах с добавками микропористой структуры и наличие электролита в поровом пространстве снижает количество льда, образующегося при замораживании материала. В присутствии этих добавок формируется стабильная морозостойкая структура порового пространства бетона с преобладанием микропор и пор геля, уменьшается количество льда при замораживании и увеличивается прочность

В настоящей работе удельное давление прессования изменяли от 5 МПа до 20 МПа, водоцементное отношение прессуемого материала – от 0,40 до 0,60. Анализ полученных данных показал, что изменение давления не влияет на значение остаточного водоцементного отношения, которое колеблется от 0,25 до 0,30 независимо от величины давления прессования и начального водоцементного отношения. Соотношения между количеством цемента и песка в формовочной смеси также не сказывалось на значении остаточного водоцементного отношения.

Изучение прочности цементно-песчаного раствора в раннем возрасте показало, что интенсивное ее нарастание начинается не сразу после формования, а спустя некоторое время, что затрудняет расплывку отпрессованных изделий и сокращает оборот дорогостоящих форм. Интенсификация твердения и повышение прочности и долговечности бетона возможна за счет введения в его состав различных добавок. Наиболее эффективными добавками являются электролиты и поверхностно-активные гидрофобизирующие вещества.

Введение в составы цементно-песчаного бетона пяти-десяти процентной эмульсии гидрофобизирующей кремнийорганической жидкости 136-41 (ГКЖ-94) в количестве 0,5 % от массы цемента не влияет на характер изменения значений предела прочности при сжатии образцов, но при этом наблюдается увеличение водостойкости образцов всех составов .

В качестве добавок-электролитов применялись: сернокислое железо ( $\text{FeSO}_4$ ), хлорное железо ( $\text{FeCl}_3$ ), сернокислый натрий ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ), хлористый кальций ( $\text{CaCl}_2$ ), азотнокислый кальций (нитрат кальция)  $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ . Влияние добавок оценивали по результатам сравнительных испытаний образцов на прочность при сжатии.

Введение в цементно-песчаную смесь сернокислого натрия, сернокислого и хлорного железа на 20...30 % повышает прочность образцов в суточном возрасте, но снижает ее на 7...25 % в 28-суточном возрасте по сравнению с этими же характеристиками цементно-песчаного раствора.

Интенсификация нарастания прочности и увеличение на 5...15 % значений прочностных характеристик образцов в 28-суточном возрасте было достигнуто с помощью нитрата кальция, хлористого кальция и жидкого стекла.

Для получения изделий повышенной прочности и долговечности целесообразно применять комплексные добавки, в состав которых входят гидрофобизирующие поверхностно-активные вещества. В строительной практике лучше всего зарекомендовала себя в качестве такого вещества гидрофобизирующая кремнийорганическая жидкость 136-41 (ГКЖ-94), которая не растворяется в воде, но смешивается во всех отношениях с органическими растворителями, не обладает корродирующим действием и обычно применяется в виде 10...50 % -ной эмульсии. В целях повышения водостойкости материала использовали 10 %-ную эмульсию гидрофобизирующей кремнийорганической жидкости 136-41 (ГКЖ-94).

Результаты проведенных исследований показали, что применение комплексных добавок, состоящих из гидрофобизирующей кремнийорганической жидкости 136-41 (ГКЖ-94) и хлористого кальция, нитрата кальция или жидкого стекла, интенсифицируют процесс твердения, повышает прочность, водостойкость и морозостойкость пресованных цементно-песчаных образцов.

Таким образом установлено, что технология фильтрационного пресования при удельном давлении пресования 10 МПа позволяет получить из мелкозернистого бетона состава Ц : П = 1 : 2 плотные, водостойкие ( $K_p > 0,8$ ) образцы с пределом прочности при сжатии более 30 МПа. Введение в исходную смесь комплексной добавки, состоящей из хлористого кальция или азотнокислого кальция и гидрофобизирующей кремнийорганической жидкости 136-41 (ГКЖ-94), позволяет увеличить водостойкость ( $K_p \sim 1$ ) и предел прочности при сжатии (32...36 МПа) (предел прочности при сжатии после 100 циклов замораживания и оттаивания практически не уменьшается).

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Дударь И.Н. Твердение цементного камня под давлением. – Цемент. 1989. № 7 с. 10
2. Красулина Л.В. Долговечные облицовочные плиты из мелкозернистого бетона / Красулина Л.В., Лаптик Н.Н., Повидайко В.Г., Потапова И.Л. //Материалы международной научно-технической конференции «Новые конкурентноспособные и прогрессивные технологии, машины и механизмы в условиях современного рынка».- Могилев, 2000 г., -С.323.

3. Соколов В.Г. Долговечность прессованных бетонов. Строительные материалы, 1994, № 10 с. 22.
4. Рунова Р.Ф. Конденсации дисперсных веществ нестабильной структуры – Цемент. 1985, № 12, с. 15
5. Холопова Л.И. Декоративный искусственный камень и его применение в строительстве. – Л., 1976. – 152 с.



МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 693.11

**ИССЛЕДОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ  
ПЕНОБЕТОННОЙ МАТРИЦЫ ДЛЯ ПОЛУЧЕНИЯ  
КОНСТРУКЦИОННО-ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННОГО  
МАТЕРИАЛА - КЕРАМЗИТОПЕНОБЕТОНА**

*МОРДИЧ М.М.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Основопологающим аспектом получения керамзитопенобетона заданных физико-технических свойств является создание прочной и однородной пенобетонной матрицы. В связи с этим наиболее важным является исследования технологических (в своем роде “первичных”) свойств пенобетонной матрицы. В данной работе приведены результаты исследований влияния вида пенообразователей, суперпластификаторов и ускорителей твердения на формирования однородной структуры пенобетона.

Первичным для формирования структуры является определения эффективности пенообразователей. В работах авторов [3-8,10] приведены исследования различных видов пенообразователей из которых следует, что все пенообразователи можно условно разделить на две группы по природе их происхождения, а именно на синтетические и белковые. Базируясь на результатах исследований нами были выбраны два наиболее известных и часто применяемы при производстве пенобетона представителя данных пенообразователей. В

качестве синтетического пенообразователя использовали “ПБ-2000”(производства РФ), в качестве белкового “Laston”(производства Италии). Для обеспечения наиболее точного (“чистого”) результата исследований влияния типа пенообразователя на свойства пенобетонных смесей использовали составы без применения прочих химических добавок и крупного заполнителя. Наиболее важными исследования влияния вида пенообразователя для формирования структуры пенобетона является подвижность (условная вязкость), сроки схватывания, и соответственно, прочностные характеристики затвердевшей матрицы при использовании данных видов пенообразователей.

Исследования реологических свойств смесей (подвижности) вели по показателю диаметра расплыва конуса вискозиметра Суттарда. Результаты исследований приведены на рисунке 1.

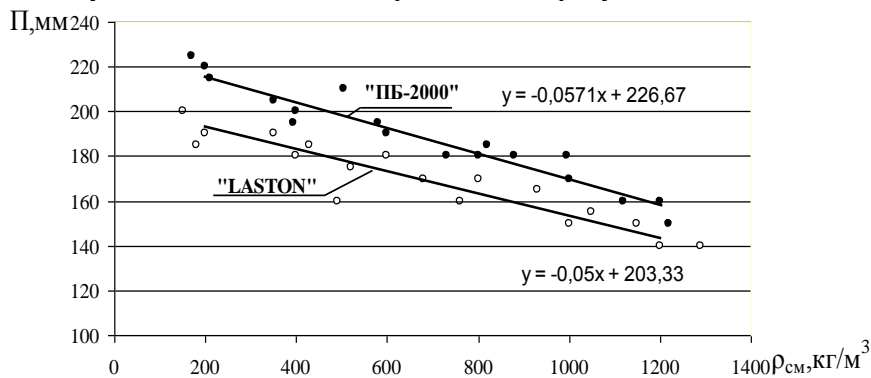


Рисунок 1. Зависимость изменения подвижности от плотности пенобетонной смеси

Из данных, приведенных на рисунке, следует, что подвижность пенобетонных смесей изменяется по одинаковому линейному закону в зависимости от плотности смеси, а значит данная закономерность будет присутствовать при выборе любого типа пенообразователя с единственной особенностью в том, что изначальная гидрофобизирующая способность каждой пенообразующей добавки будет различной.

Результаты данных исследований указывают на то, что белковый пенообразователь образует более вязкие системы, в отличие от синтетических, что в свою очередь является положительным фактором

при становлении устойчивой во времени структуры пенобетона до конца схватывания цементного теста [7,10].

В этой связи наиболее важным является определение сроков схватывания цементного теста с применением различного типа пенообразователей. Исследование сроков схватывания вели с применением стандартной методики проведения испытаний в соответствии с [2]. Для обеспечения наибольшей “чистоты” эксперимента применяли бездобавочный цемент марки М500-Д0 производства Белорусского Цементного Завода (г. Костюковичи). Количество пенообразователя подбирали в процентном соотношении из расчета расхода цемента на создание пенобетона со средней плотностью D200-D1000 в пересчете требуемое количество цемента для определения сроков схватывания. Помимо этого пенообразователи не вспенивали, т.к. это могло привести к поризации цементного теста и снижению его плотности. Снижение плотности цементного теста не позволило бы получить данные начала и конца схватывания, т.к. игла прибора Вика погружалась бы минимум до конца схватывания до самой нижней позиции. Результаты исследований приведены в таблице 1.

**Таблица 1 – Влияние типа образвателя на сроки схватывания цементного теста**

Тип Пенообразователя (ПО)	Сроки схватывания, ч.-мин	Расход ПО от массы цемента для различных марок по средней плотности, %					
		0 (контр.)	1,8 (D200)	0,85 (D400)	0,5 (D600)	0,35 (D800)	0,25 (D1000)
ПБ-2000 (синтет.)	начало	2-50	3-40	3-20	3-15	3-10	3-10
	конец	4-15	4-50	4-40	4-40	4-30	4-30
Laston (белков.)	начало	2-50	3-20	3-10	3-00	2-50	2-50
	конец	4-15	4-25	4-15	4-15	4-15	4-15

Из данных, приведенных в таблице, следует, что и синтетический и белковый пенообразователь способствуют увеличению сроков схватывания, однако если синтетический пенообразователь увеличивает как начало схватывания, так и его конец, то белковый пенообразователь конец схватывания увеличивает не значительно и только при максимальных дозировках (1,8% от массы цемента). Таким образом, можно сделать вывод, что использование синтетического пенообразователя для изготовления пенобетона низкой сред-

ней плотности (D200-D400) без использования ускорителей твердения является затруднительным, т.к. схватывания цементной матрицы происходит позже начало оседания пены, что приведет к повышению усадки и уплотнению пенобетона.

С целью выявления возможных деструктивных явлений, связанных с увеличением сроков схватывания, произведена оценка прочности пенобетона на сжатие, изготовленного с применением данных видов пенообразователей (рисунок 2).

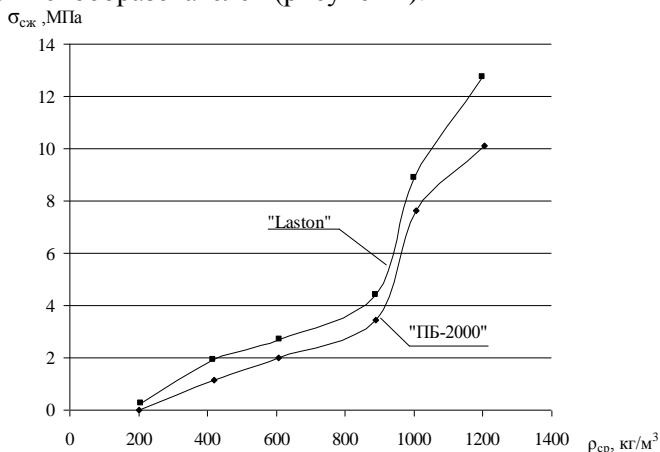


Рисунок 2. Зависимость изменения прочности на сжатие от средней плотности пенобетона.

Данные, приведенные на графике, указывают на то, что белковый пенообразователь способствует повышению прочности пенобетона по сравнению с синтетическим пенообразователем, однако данное явление не значительно, особенно для средних плотностей в пределах 900...1000 кг/м<sup>3</sup>. Таким образом, негативные факторы, оказывающие влияние на формирование структуры пенобетона при выборе пенообразователя является повышенная подвижность синтетических пенообразователей, что в сочетании с значительно длительными сроками схватывания могут привести к усадке пенобетона в начальные моменты формирования его структуры.

Так как пенообразователи в составе пенобетонных смесей обладают пластифицирующей способностью, однако стандартная подвижность пенобетона не всегда достаточна для обеспечения однородности пенобетона при укладке в форму или конструкцию. В этой

связи в состав пенобетона дополнительно вводят пластифицирующие добавки. Для изучения влияния пластифицирующих добавок на свойства пенобетонных смесей и прочность пенобетона использовались пластификаторы, имеющие различные степени гидрофобизирующего действия. Пенобетонные образцы, изготовленные без применения пластификаторов, приняты как контрольные. В исследуемых составах вводили суперпластификатор “Стахемент - 2010” (РБ, СООО “Стахема-М”) в количестве 0,2% от массы цемента, и суперпластификатор “С-3”(РФ, Иваново) в количестве 2,0% от массы цемента.

Данные расходы пластифицирующих добавок были приняты из условия обеспечения равной подвижности пенобетонных смесей с учетом отсутствия следов расслоения и водоотделения с целью установления влияния пластифицирующих добавок на прочность затвердевшего бетона (см. рисунок 3). В качестве порообразующей добавки использовали белковый пенообразователь.

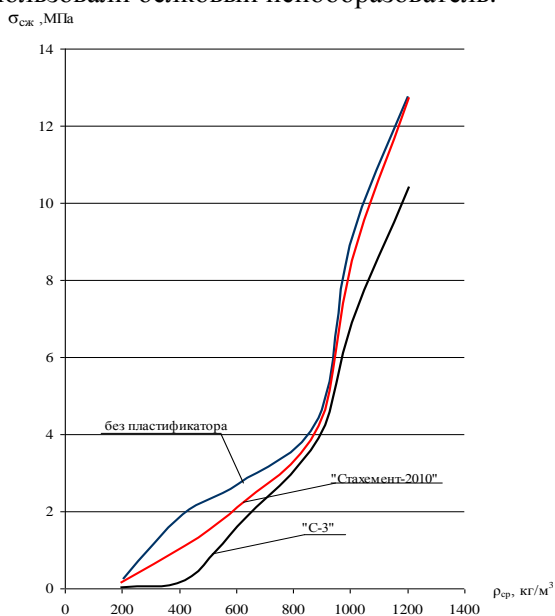


Рисунок 3. Влияние пластифицирующих добавок на прочность пенобетона

Необходимость проведения такого рода исследований обуславливается тем, что пенообразователь и суперпластификатор в составе

пенобетона являются сильно действующими поверхностно-активными веществами (ПАВ), что в свою очередь приводит к капсулированию частиц цемента и снижению прочности даже при ее определении в возрасте 28 суток [1,7,10]. Из результатов экспериментов видно, что прочность пенобетона при введении пластификаторов снижается, а особенно в пенобетоне пониженной средней плотности ( $220 - 630 \text{ кг/м}^3$ ), в них падение прочности на сжатие составляет 30-92%. Затем с увеличением средней плотности падение прочности по сравнению с контрольными образцами менее значительно (не более 18,1%). Данное явление связано со степенью поризации пенобетонов различной средней плотности. Пенобетоны с маркой по средней плотности ниже, чем D600 имеют высокую степень поризации, соответственно и расход пенообразователя в таких бетонах выше (0,5-1,8% от массы цемента). В следствии чего, концентрация ПАВ в таких пенобетонах является запредельной. Эффекты “капсулирования” цемента на разрушенных образцах видны в виде большого количества капсул непрогидротированного цемента. Таким образом, применение пластификаторов в пенобетонах не является рациональным для низких марок по средней плотности и могут использоваться при технологических переделах в тех случаях когда без повышения подвижности не будет обеспечиваться однородность изготавливаемых изделий или монолитных конструкций.

В связи с указанными выше негативными эффектами замедления набора прочности пенобетона необходимы мероприятия по интенсификации твердения. В данной связи проведены исследования влияния ускорителей на изменение прочности пенобетона в различном его возрасте. Базируясь на данных исследований [6,11] в качестве ускорителей твердения приняты сульфат натрия и хлористый кальций в количестве от 1,0 до 3,0% от массы цемента. Однако при введении 3,0% ускорителя твердения на образцах наблюдались значительные усадочные явления. Данный эффект вероятнее всего связан с уменьшением толщины пленки пены при избыточной концентрации ускорителя твердения, что свою очередь приводит к сближению одноименно заряженных составляющих дипольных моментов на наружной и внутренней поверхности пузырьков. Таким образом, происходит отталкивание зарядов с последующим разрушением пузырька и потери устойчивости пены [10].

Последующие исследования велись с использованием данных ускорителей с дозировкой, не превышающей 2% от массы цемента. Оценка эффективности добавок производилась в возрасте 7 и 28 суток по показателю предела прочности на сжатие для различных средних плотностей пенобетона. Данные исследований приведены на рисунках 4.1 и 4.2.

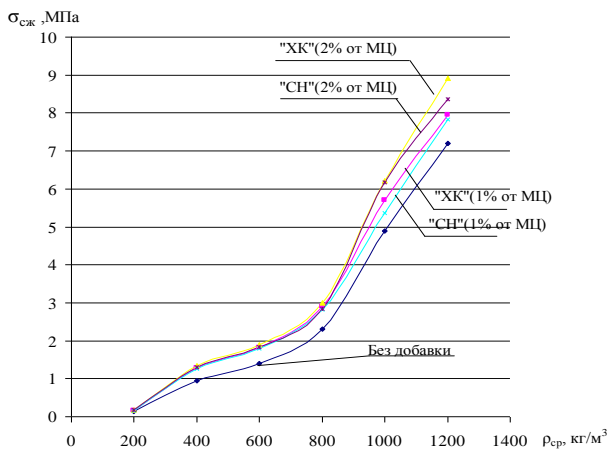


Рисунок 4.1. Прирост прочности пенобетона в возрасте 7 суток при использовании  $\text{CaCl}_2$  ("ХК") и  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  ("СН")

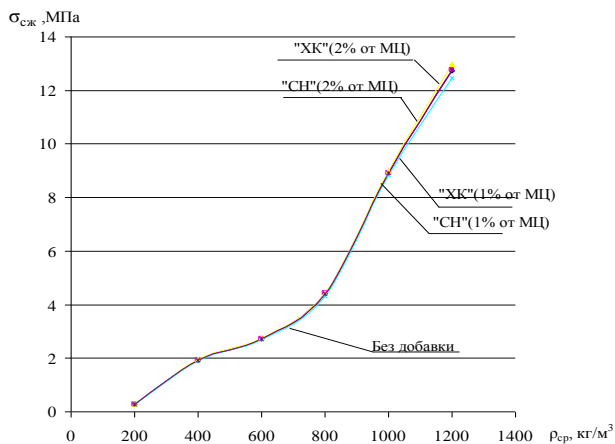


Рисунок 4.2. Прирост прочности пенобетона в возрасте 28 суток при использовании  $\text{CaCl}_2$  ("ХК") и  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  ("СН")

Данные, приведенные в таблице, указывают на то, что прочность пенобетона с маркой по средней плотности D200 не увеличивается при введении ускорителей твердения. Для пенобетонов с маркой по средней плотности D400-D1200 происходит увеличение прочности в возрасте 7 суток на 23-42% по сравнению с контрольными образцами, причем прирост прочности в возрасте 7 суток для марки по средней плотности не превышающей D800 одинаков для данных добавок и не зависит от их расхода. С последующим увеличением средней плотности данная зависимость изменяется. Таким образом, в возрасте 7 суток достигается прочность на сжатие соответствующая 70% проектной в возрасте 28 суток, что достаточно для отпуска изделий с производства.

По результатам исследований технологических свойств пенобетона с различными модифицирующими добавками можно сделать следующие выводы:

1. Пенообразователи для бетона, особенно синтетические, ведут к замедлению сроков схватывания цемента в составе композиции. В этой связи получение низких средних плотностей пенобетона на синтетических пенообразователях является весьма затруднительным;

2. Пластифицирующие добавки для пенобетонов применять не целесообразно для средней плотности, не превышающей  $630 \text{ кг/м}^3$ , т.к. повышенное содержание ПАВ приводит к “капсулированию” частиц цемента и падению прочности пенобетона;

3. Ускорители твердения обеспечивают стабильный (“традиционный”) прирост прочности пенобетона в возрасте 7 суток на 23-42%. Исключительной особенностью твердения пенобетона с маркой по средней плотности не более D800 является равнозначный прирост прочности, не зависящий от типа ускорителя твердения и его дозировки.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Гусейнова В.В. Модифицирование неавтоклавных пенобетонов одностадийного приготовления суперпластификатором С-3 и электролитами / Автореф диссертации на соискание уч. степени к.т.н // Ростов-на-Дону – 2006 – 18с.

2. ГОСТ 310.3-76 “Цементы. Методы определения нормальной густоты, сроков схватывания и равномерность изменения объема”



3. Косых А.Н. Керамзитобетон, поризованный добавками из побочных продуктов переработки древесины / Автореф диссертации на соискание уч. степени к.т.н // С-Петербург – 1989 – 25с.

4. Кобидзе Т.Е. Взаимосвязь структуры пены, технологии и свойств получаемого пенбетона/ Т.Е. Кобидзе, В.Ф. Коровяков, А.Ю. Киселев, С.В. Листов // Санкт-Петербург: Ячеистые бетоны в строительстве. Приложение к журналу “популярное бетоноведенье” 2007. – С. 178-181.

5. Марчик Е.В. Неавтоклавный пенобетон на синтетических пенообразователях / Е.В. Марчик, М.И. Кузьменков// Сборник научных трудов XVI международного научно-методического семинара, часть 2, Брест- 2009- с.59-63: Химия 1983 – 264с.

6. Миронов А. С. Ускорение твердения бетона. Пропаривание бетона в заводских условиях. // М: Гостройиздат. 1961. 224с.

7. Моргун, В.Н. О взаимосвязи между расходом ПАВ и качеством пенобетонных смесей / Сборник трудов 2-ого международного симпозиума. Проблемы бетона и железобетона – 2009 - Ч.2 – с. 312-319

8. Ружинский С.И. Пенообразователи из природных соединений органического происхождения / Санкт-Петербург: Ячеистые бетоны в строительстве. Приложение к журналу “популярное бетоноведенье” 2007. – С. 246-249.

9. Ружинский С.И. Пенообразователи из нефтяных кислот / Санкт-Петербург: Ячеистые бетоны в строительстве. Приложение к журналу “популярное бетоноведенье” 2007. – С. 240-245.

10. Тихомиров В.Н. Пены. Теория и практика их получения и разрушения/ М

11. Шахова Л. Д., Черноситова Е. С. Ускорение твердения пенобетонов // Строительные материалы 2005, № 5, С. 3 – 7.

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 621.311

**ТЕПЛОЭФФЕКТИВНАЯ ОДНОСЛОЙНАЯ СТЕНА**

*ОПЕКУНОВ В.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение**

В Республике Беларусь при возведении энергоэффективных домов (по ТКП 45-2.04-196-2010 - объекты 1 класса по энергетической эффективности) применяют как правило конструктивные системы с поэтажно опертыми стенами, имеющими сопротивление теплопередаче  $R_t \geq 3,2 \text{ м}^2\text{К/Вт}$  [1,2].

В качестве основного слоя стены толщиной  $a=300-400$  мм массово используют блоки по СТБ 1117-98 из автоклавного газобетона (АГБ) средней плотностью  $\rho=450-500 \text{ кг/м}^3$  или керамические блоки по СТБ 1719-2007 «Блоки керамические поризованные пустотелые. ТУ». В Украине и России применяют также стеновые блоки из прессованного цементного перлитобетона.

**Конструкции поэтажно опертых стен**

Встречаются конструкции однослойных поэтажно опертых стен. При этом перекрытие «утапливают» в стене на 8-10 см. Между образовавшимися консольными выступами стены размещают теплоизоляционный (ТИ) материал (рисунок 1).



Рисунок 1. Рабочий момент возведения дома с однослойными стенами с консольными выступами (стена толщиной  $a=400$  мм из АГБ)

На «ложковую» кладку стены толщиной  $a=400$  мм из рядовых отечественных стеновых блоков из АГБ с  $\rho=450-500$  кг/м<sup>3</sup> и ТИ слой (представлен в основном жесткими гидрофильными минераловатными плитами) наносится сплошное штукатурное покрытие с необходимой паропроницаемостью (см. рисунок 1).

В тонком ТИ слое толщиной 8-10 см в уровне перекрытия иногда появляются деформации (рисунок 2). Одна из возможных причин этого явления – применение в стене разнородных материалов (вследствие ряда причин ТИ плиты из АГБ (ТИ бетоны относятся к твердой тепловой изоляции) существующего качества использовать не получается).



Рисунок 2. Фрагмент фасада нового дома со стенами из АГБ, утепленного в уровне перекрытия минераловатными плитами (ТИ слой деформирован)

В тонком ТИ слое сорбируется влага (данные о ползучести, щелочестойкости, водопоглощении и равновесной влажности гидро-

фильных ТИ материалов противоречивы и в нормативных документах не указаны). Вода из ТИ слоя может мигрировать в капиллярно-пористый стеновой материал, повышая его теплопроводность ( $\lambda$ ).

Для однослойной стены из АГБ с  $\rho \leq 450 \text{ кг/м}^3$  при  $a=400 \text{ мм}$  на основании действующих ТКП разработчиками декларируется уровень  $R_T \geq 3,2 \text{ м}^2\text{к/Вт}$ . Вместе с тем практически это достижимо в случае, когда применяют не рядовые блоки на традиционном алюминиевом газообразователе, а блоки с равномерной мелкопористой макроструктурой, произведенные на наших передовых заводах (аналоги импортных блоков «Итонг-энерго» с низкой  $\lambda$  и высокой прочностью ( $R$ ) при сжатии) [3]. Заявляя  $R_T \geq 3,2 \text{ м}^2\text{к/Вт}$  при  $a=400 \text{ мм}$ , проектировщики не учитывают анизотропию теплопроводности газобетона (в зависимости от положения блока из АГБ в стене параметр  $\lambda$  может иметь значения, разнящиеся на 15-20 %).

В энергоэффективных домах со стенами из АГБ при  $a=400 \text{ мм}$  может иметь место  $R_T < 3,2 \text{ м}^2\text{к/Вт}$ . О европейском уровне  $R_T > 4,0 \text{ м}^2\text{к/Вт}$  в этом случае говорить не приходится (при относительно низкой материалоемкости стены при  $a=400 \text{ мм}$  имеет место и недостаточный (негарантированный) уровень  $R_T$ ).

В практике строительства с целью исключения риска получить общий  $R_T < 3,2 \text{ м}^2\text{к/Вт}$  имеют место конструкции двухслойных поэтажно опертых стен с применением «ложковой» кладки толщиной  $a=300-400 \text{ мм}$  из АГБ с  $\rho=450-500 \text{ кг/м}^3$  (основной слой стены с  $R_T < 3,2 \text{ м}^2\text{к/Вт}$ ). Для повышения общего  $R_T$  такой двухслойной стены до прогрессивного уровня  $R_T \gg 3,2 \text{ м}^2\text{к/Вт}$  монтируют второй (наружный) слой в виде «скрепленной» теплоизоляции как правило из гидрофильных минераловатных или пенопластовых плит.

Вместе с тем в условиях поточного строительства сложно выполнить требования ТКП 45-5.08-75-2007 «Изоляционные покрытия. Правила устройства», где установлено, что при устройстве теплоизоляции подготовленное основание должно иметь влажность  $W \leq 4 \%$  - для сборных конструкций;  $W \leq 5 \%$  - для монолитных конструкций. В построечных условиях блоки из АГБ в течение полугода имеют  $W > 10 \%$  (после автоклавирования обычно  $W=26-28 \%$ ).

По мнению многих авторитетных исследователей пенопластовые материалы вообще не следует применять в сфере жилищного строительства. Синтетические полимеры в любых изделиях по причине

структурной неустойчивости не должны контактировать с человеком (исключение составляют пластиковые стаканчики для экспресс-распития ... различных вод, например). Проектировщики не учитывают, что пенопласты не только стареют, превращаясь в канцерогенную пыль, но ещё и ... ползут, деформируясь под действием нагрузки, солнечной радиации и других атмосферных факторов.



Рисунок 3. Фрагмент фасада эксплуатирующегося нового дома со стенами из АГБ в процессе облицовки плитами из пенополистирола (кладка из стеновых блоков из АГБ под первым штукатурным покрытием)

Пенополистирольные плиты используют и в ремонтных работах, например, для герметизации узлов сопряжений конструкций и для дополнительного утепления фасадов (рисунки 3, 4).



Рисунок 4. Участок стены эксплуатирующегося в течение 40 лет панельного дома (наружные стены из керамзитобетона и шлакобетона, облицованного керамической плиткой), утепленный пенополистирольными плитами

После анализа увиденного (см., например, рисунок 3) зададим себе вопрос: если уж так случилось, что возникла необходимость стену из АГБ с  $\rho=450-500 \text{ кг/м}^3$  утеплить, то почему не облицевать её ТИ плитами из того же АГБ (см. СТБ 1034-96 «Плиты теплоизоляционные из ячеистых бетонов. ТУ»)?

Тогда бы мы имели ещё один пример, подтверждающий наш статус европейской «ячеистобетонной» державы. А так ... имеем пример нерационального применения АГБ в качестве тонкого слоя ТИ материала (рисунок 5 – аналог рисунка 2).



Рисунок 5. Фрагмент фасада строящегося дома со стенами из АГБ, утепленного в уровне перекрытия плитами из АГБ (консольный выступ – 8-10 см; железобетонные перемычки выполнены из тяжелого цементного бетона)

Представляется уместным задаться ещё одним вопросом: если директивно долговечные керамическую и стекловидную плитки для облицовки стен из кирпича и ячеистобетонных блоков применять нельзя, то почему пенопласты с практически нулевой паропроницаемостью – «лзя»? Ответаем: отчасти потому, что у них рекордно низкий уровень  $\lambda$  и с ними можно работать играючи.

Применяемая в новом строительстве пенопластовая (пенополистирольная прежде всего) теплоизоляция любого декларируемого качества имеет неоспоримое достоинство: после успешной сдачи энергоэффективного дома в эксплуатацию её можно молниеносно... демонтировать.

Думается, что этому «ТИ материалу» - несмотря на то, что «знайки» утверждают, будто у экструзионного пенополистирола имеются необходимые паропроницаемость и долговечность - место в кунсткамере «новаций» и хитростей.

Сложно даже предположить, что нашему современнику придется жить в доме, явно и скрытно «нафаршированном» пенопластами и

другими пластмассами («прогрессивные» пластмассовые стаканчики по-прежнему не о(б)суждаются, а активно применяются), т.е. в условиях с неблагоприятным микроклиматом.

В 1970-1980 гг. отечественная стройиндустрия получила положительный импульс, и в Союзе началось массовое строительство заводов по производству изделий из АГБ. К сожалению, и силикатного кирпича тоже, причем опережающими темпами.

Как сейчас приспособить тяжелый и долговечный силикатный кирпич к решению задач в области энергоэффективного строительства? Понятно, что для «выживания» ему предложат «дуэт» с легчайшими и недолговечными пенопластами в присутствии новейших супер-систем кондиционирования, рекуперации и прочего интеллектуально-наукоемкого (рисунок 6).



Рисунок 6. Несущая стена из силикатного кирпича и АГБ с тепловой изоляцией из пенополистирола

Однако неужели наши горожане достойны получать безальтернативные «интеллектуальные» квартиры с пультами управления и многострочными рекомендациями по эксплуатации много там чего?

Технико-экономический анализ показывает, что среди стеновых материалов для массового энергоэффективного строительства (и в городах, и в селах) альтернативы качественному АГБ в н.в. нет, а потенциал АГБ еще далеко не исчерпан, в т.ч. и как ТИ материала.

Рациональное применение изделий из АГБ позволит не перена- сыщать энергоэффективный дом инженерным оборудованием на старте его эксплуатации, а по мере необходимости с учетом поже- ланий жильцов дооснащать его надежными новинками в спокойном режиме, включая системы автономного поквартирного отопления.

### Модернизированная поэтажно опертая стена

В развитие технического решения согласно рисунку 1 к рассмот- рению предлагается модернизированная конструктивная схема од- нослойной поэтажно опертой стены (рисунок 7). Техническое ре- шение (см. рисунок 7) служебным не является.

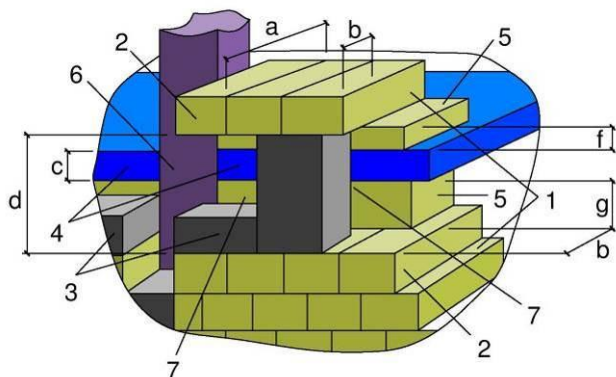


Рисунок 7. Конструктивная схема однослойной поэтажно опертой стены:  
 1 – основная часть стены; 2 – консольный выступ; 3 – ТИ слой (например, из АГБ с  $\rho < 300 \text{ кг/м}^3$ ); 4 – плита перекрытия; 5 – сужение стены ступенчатого вида (напри- мер, керамический блок или блок из АГБ с  $\rho = 400\text{-}450 \text{ кг/м}^3$ );  
 6 – колонна; 7 – воздушная прослойка

Стена содержит основную часть 1 толщиной  $a$  («тычковые» бло- ки) с консольным выступом 2 и дополнительную часть стены 3 толщиной  $b$  и высотой  $d$ , размещенную между консольными высту- пами 2 и примыкающую к основной части стены 1 и, например, к перекрытию 4 толщиной  $c$ . В основной части стены 1, примыкаю- щей к несущим конструкциям (в данном случае - к плите перекры- тия 4, а в общем случае к плите перекрытия и/или колонне) выпол- нено сужение, например, ступенчатого вида 5 таким образом, что консольные выступы смежных участков основной части стены 1 выполнены с зазорами высотой  $f$ ,  $g$  (исполнение может быть как



$f=g$ , так и  $f \neq g$ ) к примыкающим несущим конструкциям (плите перекрытия и/или колонне). Зазоры в узле сопряжения могут быть выполнены, например, путем использования блоков 5 (доборных или рядовых).

Величина (вылет) консольного выступа 2 «тычковых» блоков может назначаться, исходя из необходимости обеспечения прочности и устойчивости стены.

Неблагоприятная схема нагружения стенового блока 1 предполагает опирание, например, каменщика массой 120 кг на консольный выступ 2 с силой, например, 0,6 кН. При этом основная часть стены 1 имеет достаточную несущую способность (в блоках из качественного АГБ с необходимым уровнем R возникает сложное напряженное состояние вследствие изгиба и среза перпендикулярно горизонтальным клеевым швам).



Рисунок 8. Фрагмент фасада строящегося дома со стенами из АГБ (консольный выступ стены 8-10 см)

При толщине основной части стены, например,  $a=600$  мм («тычковые» блоки из АГБ с  $\rho=400-450$  кг/м<sup>3</sup>) заполнение пространства между консольными выступами ТИ материалом с  $\lambda \leq 0,07$  Вт/(мК) толщиной, например,  $b=180-200$  мм и высотой, на 150-200 мм

большей толщины перекрытия, обеспечивает необходимый уровень теплотехнической однородности однослойной стены из АГБ по высоте здания, и при этом  $R_T > 3,2 \text{ м}^2\text{К/Вт}$ .

В связи с увеличенным объемом ТИ материалов (при  $d \gg c$ ; см. рисунок 7) существенно возрастут  $R_T$  и общее качество узлов сопряжения стены с несущими конструкциями (рисунок 8). Вместо воздушной прослойки может быть применен гидрофобный ТИ неорганический материал (возможны и другие технические решения).

### **Заключение**

В случае применения «тычковых» стеновых блоков из качественного отечественного АГБ с  $\rho = 350\text{--}400 \text{ кг/м}^3$  или блоков, аналогичных по качеству блокам «Итонг-энерго», однослойная стена толщиной  $500 < a \leq 600 \text{ мм}$  (по СТБ 1117-98 подходящий блок из ячеистого бетона при кладке «на клею» имеет размеры, например,  $198 \times 295 \times 598 \text{ мм}$ ) может иметь  $R_T > 4,0 \text{ м}^2\text{К/Вт}$  (см. рисунок 7).

При этом будет экономиться железобетон перекрытия (эффект в сфере производства), а в жилых помещениях (при использовании защитно-отделочных составов с необходимой паропроницаемостью) многоэтажных домов даже при отсутствии принудительной вентиляции установится благоприятный микроклимат вследствие использования в стене неорганических материалов (эффект в сфере применения).

«Тычковая» кладка из АГБ-блоков предполагает разработку соответствующих ТТК и повышенную культуру строительного производства. Использование в однослойной стене экологически и эстетически привлекательных «тычковых» керамических блоков по СТБ 1719-2007 для обеспечения  $R_T > 4,0 \text{ м}^2\text{К/Вт}$  проблематично. Такие блоки лучше применять в системах утепления «вентилируемый фасад».

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. Опекунов, В.В. Теплоэффективные изделия из ячеистых бетонов / В.В.Опекунов, Ю.Д.Самуйлов, Е.Б.Хожовец // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : материалы XVIII междунар. науч.-метод. семинара, Новополоцк, 28-29 ноября 2012 г. : в 2 ч. /

ПГУ; редкол.: Д.Н.Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч. 1. – С. 3-8.

2. Опекунов, В.В. Теплые стены улучшенного качества / В.В. Опекунов // Керамика: наука и жизнь. – № 4 (18) 2012/№ 1 (19) 2013. – С. 56-64.

3. Опекунов, В.В. Основные физико-технические свойства ячеистых бетонов автоклавного твердения / В.В.Опекунов // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов европейского союза в области строительства : материалы науч.-метод. семинара, Минск, 29 мая 2012 г. : в 2 ч. / БНТУ; редкол.: В.Ф.Зверев [и др.]. – Минск, 2012. – Ч. 2. – С. 96-102.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.12

**КЛАССИФИКАЦИЯ И СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ  
СИСТЕМ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
В ПОСТРОЕЧНЫХ УСЛОВИЯХ**

*ПЕРЕДКОВ И.И., ЛЕОНОВИЧ С.Н.*

Белорусский Национальный Технический университет  
Минск, Беларусь

Значительным недостатком традиционных железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой является их склонность к образованию трещин, что приводит к снижению жесткости и трещиностойкости. Наиболее рациональным методом повышения жесткости железобетонных элементов и их трещиностойкости является предварительное обжатие растянутой вследствие действия внешних нагрузок зоны сечения элемента. В этом случае растяжение в бетоне проявится только тогда, когда действие внешней нагрузки преодолет противодействие предварительно приложенного обжимающего усилия.

Первые случаи применения предварительного напряжения относятся ко второй половине XIX в. Русским инженером-артиллеристом А.В. Гадолиным в 1861г. предлагалось произвести обжатие пушечных стволов насадкой нагретых стальных колец, которые при последующем остывании создавали обжимающие напряжения, оставаясь растянутыми. При стрельбе из орудия дав-

ление пороховых газов в стенках ствола погашало напряжение сжатия, а затем возникало растягивающее напряжение, которое было меньше, чем в аналогичных стволах без обжата. В 1886 г. П. Джексон (США) получил патент на конструкции сводчатых перекрытий из искусственного камня с применением подвергаемых напряжению металлических стержней. В 1888 г. Дёринг (Германия) независимо от П. Джексона получил патент на предварительное напряжение арматуры плит до приложения нагрузки. На данном этапе практическое применение предварительного напряжения было невозможно из-за малой изученности вопросов релаксации арматуры и ползучести и усадки бетона, а также из-за отсутствия высокопрочной арматуры. Напряжение в арматуре, доводимое до величины 60 МПа, быстро терялось в ходе проявления потерь предварительного напряжения. Вплоть до 1920-30-х годов интерес к технологии был утерян. Однако, благодаря исследованиям, проведенным французским ученым Э. Фрейссине, предварительно напряженные железобетонные конструкции не только были реализованы на практике, но и стали широко распространены. В своих работах Эжен Фрейссине отмечал, что для изготовления преднапряженных конструкций необходимы как бетон высокой прочности, так и высокопрочная арматура с натяжением 800...1000 МПа. Эти выводы он делал на основе исследований явлений ползучести и усадки бетона, проводимых им с 1911 г.

В 1939 г. Эжен Фрейссине разработал систему создания предварительного напряжения в железобетонных элементах посредством натяжения высокопрочных стальных канатов и последующего их заземления в анкерных приспособлениях, расположенных на торцах армируемой конструкции. Т.к. операции натяжения арматуры производились после набора бетоном достаточной прочности, т.е. фактически на готовую конструкцию, данная технология получила название пост-напряжения (post-tension).

Первые случаи применения технологии пост-напряжения связаны с возведением гаражей-стоянок в США и Канаде в 1950-1960-х гг. Система предварительного напряжения образца 1950-х гг. представляла собой пучок из 3-12 (чаще - 8) четвертьдюймовых (около 6 мм) проволок, имеющий на конце утолщение в виде высаженной головки (button-headed wires). Закрепление пряди производилось посредством группы шайб и требовало применения достаточно

громоздкого оборудования. Детали анкеровки также не отличались компактностью, что затрудняло консервацию анкерных устройств в целях предотвращения их коррозии.

В начале 1960-х г. распространение получили пряди (strands), концы которых заклинивались в анкерном блоке с помощью цапг. Некоторое время клиновые анкерные системы применялись лишь для армирования защитных оболочек ядерных реакторов, но из-за более простого процесса монтажа и большей мобильности оборудования они окончательно вытеснили системы, использующие пряди с высаженными головками на концах (button-headed wires).

Вплоть до начала 1970-х г. использовались арматурные канаты, покрытые защитной смазкой и завернутые в бумагу для исключения сцепления с бетоном. В ряде случаев, такие конструкции были уязвимы для коррозии, т.к. при разрушении защитного слоя плит перекрытия в верхней части конструкции вода и нефтепродукты с транспортных средств просачивались в пространство между арматурой и бетоном, скапливались в нижних точках трассы каната и вызывали его интенсивное разрушение. Потому, стали применяться пластиковые защитные оболочки арматуры. Первые образцы таких оболочек изготавливались двумя способами – протяжкой арматурного каната внутрь готовой оболочки достаточно большого диаметра (push-through, получили распространение в Канаде), либо непрерывной навивкой разогретой пластиковой ленты на канат (heat-sealed или cigarette wrap, применялись в США). Такие пряди не были достаточно надежны по ряду причин. В первом случае, из-за достаточно большого зазора между стальной прядью и оболочкой была возможность скопления внутри влаги в процессе транспортировки и хранения, что в дальнейшем приводило к коррозии. Во втором случае, навиваемая пластиковая лента разогревалась до недостаточно высокой температуры, и сплавления отдельных витков между собой не происходило. В случае изгиба каната зачастую такое покрытие переставало быть герметичным, прядь становилась уязвимой для агрессивных воздействий, происходила утечка защитной смазки. В случае же проникновения бетона в разрыв оболочки происходило фактически местное заклинивание каната в теле конструкции, что не позволяло произвести его натяжение до проектной величины, либо его замену.

В зависимости от наличия сцепления между арматурной прядью и бетоном конструкций различают системы со сцеплением (bonded) и без сцепления (unbonded) арматуры с бетоном.

При отсутствии сцепления между прядью и бетоном передача усилия предварительного обжатия осуществляется посредством анкерных устройств, потому особенно пристальное внимание должно быть уделено как качеству данных компонентов системы, так и защите анкерных зон от коррозии, обеспечению достаточной прочности бетона в местах передачи нагрузки.

В случае, когда прядь имеет сцепление с окружающим бетоном, передача обжимающего усилия осуществляется по всей длине пряди.

Сравнивая системы предварительного напряжения со сцеплением и без сцепления арматуры с бетоном, следует выделить ряд различий, определяющих выбор решения. Эволюционно, unbonded systems были разработаны вследствие выявленных серьезных недостатков bonded systems, и в зарубежной строительной практике последние применяются теперь значительно реже.

Известны также системы с расположением арматуры вне бетонного сечения. Данные решения используются для устройства конструкций усиления, при армировании мостов и путепроводов. Отметим, что в случае применения таких решений необходима тщательная защита канатов от коррозии, особенно в условиях действия агрессивных сред. Актуальна также проблема обеспечения достаточного предела огнестойкости таких конструкций.

В зависимости от типа армируемой конструкции и количества требуемой арматуры различают системы с одиночными прядями, расположенными с определенным шагом (monostrand) и пучком прядей (multistrand).

Различие между системами заключается не только в типах комплектующих (анкерных приспособлений и закладных деталей), но и в видах выполняемых технологических операций. Системы monostrand предполагают натяжение прядей в индивидуальной оболочке из экструдированного полиэтилена, укладываемых до бетонирования вместе с ненапрягаемой арматурой. После бетонирования плиты и набора бетоном передаточной прочности производится натяжение пряди и закрепление ее в анкерном устройстве с последующей консервацией анкерных зон.

При устройстве систем предварительного напряжения с напрягаемыми пучками арматурных канатов последовательность операций иная. До бетонирования плиты вместе с ненапрягаемой арматурой устанавливаются гофрированные оболочки-каналообразователи со штуцерами инъецирования. После набора бетоном достаточной прочности внутрь оболочек втягиваются пряди, производится их натяжение, закрепление в анкерных устройствах и инъецирование каналов цементным раствором. Каждый из арматурных канатов находится в индивидуальной оболочке со смазкой, и передача обжимающего усилия происходит только через анкерные приспособления и закладные детали, сцепление с окружающим прядь бетоном отсутствует. Таким образом, при устройстве систем multistrand возникает необходимость в дополнительном комплекте оборудования для инъецирования и производстве дополнительных операций.

Однако, прямое сравнение систем monostrand и multistrand нельзя считать корректным, т.к. данные системы не являются взаимозаменяемыми и область их применения различна.

На основе приведенных данных можно сделать вывод, что наиболее совершенной на данном этапе развития является система предварительного напряжения без сцепления арматуры с бетоном, использующая пряди в оболочке из ПЭВП со смазкой. В зависимости от принятого конструктивного решения применяются одиночные пряди, устанавливаемые с требуемым по расчету шагом (monostrand), либо пучки прядей, размещаемые в гофрированных оболочках, инъецируемых цементным раствором (multistrand).

Ввиду специфики технологии, наиболее эффективно ее применение в случае возведения:

- перекрытий паркингов, промышленных, торговых и офисных зданий;
- перекрытий жилых зданий с площадью помещений более 100 м<sup>2</sup>;
- ригелей перекрытия;
- железобетонного несущего ядра многоэтажных зданий;
- несущих колонн с повышенной гибкостью;
- каркасов зданий в сейсмически опасных районах, либо подверженных влиянию динамических воздействий;
- оболочек перекрытий спортивных и развлекательных комплексов;



- защитных оболочек ядерных реакторов, градирен, резервуаров, прочих специальных сооружений промышленного назначения;
- фундаментов;
- аэродромных покрытий.

Опыт возведения железобетонных каркасов с предварительным напряжением в построечных условиях зарубежными специалистами показывает, что применение данной технологии позволяет:

- сократить сроки возведения каркаса здания;
- уменьшить толщину (сечение) конструкций перекрытия и покрытия;
- снизить собственный вес каркаса здания, что особенно важно при работе в условиях действия динамических нагрузок;
- упростить конструкции фундаментов, сократить сроки производства работ нулевого цикла;
- возводить здания с большими пролетами, что позволяет эффективнее использовать внутренний объем;
- повысить стойкость конструкции по отношению к действию агрессивных сред за счет сниженного трещинообразования;
- специфика технологии пост-напряжения позволяет производить мониторинг состояния конструкции, корректировать усилия в арматурных канатах, значительно повышает ремонтпригодность конструкций.

В соответствии с постановлением совета министров Республики Беларусь № 1589 от 28.10.2010, основной целью развития строительного комплекса является создание современных энергоэффективных и ресурсоэкономичных, экологически безопасных зданий и сооружений, новых конкурентоспособных на внутреннем и внешних рынках строительных материалов, не уступающих по своему качеству европейским. Технология предварительного напряжения арматуры в построечных условиях является закономерным этапом развития строительной отрасли Республики, необходимость которого обусловлена посылами современности.

Разработка технологических карт на производство работ. номенклатурного ряда изделий и комплекта оборудования предоставит строительным организациям Республики мощный инструмент для рационального использования ресурсов и создания строительной продукции высочайшего уровня качества.



## ЛИТЕРАТУРА

1. Технология предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях: пособие для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / В.В. Латыш, С.Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2006 – 53 с.
2. Post-Tensioning Manual / Theodore L. Neff [and others]. – 6<sup>th</sup> edition – PTI, 2006. – 354 p.
3. Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сборник научных статей/ Министерство образования Республики Беларусь, Гродненский государственный университет им. Янки Купалы: [редколлегия: Т.М. Пецольт (отв. ред.) и др.], - С. 132-134
4. Лешкевич, О.Н. Современная практика возведения монолитных конструкций с преднапряжением в построечных условиях / О.Н. Лешкевич, А.И. Чубрик // Мастерская 2007. - №1 – 2(34-35). – С. 50-52

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 666.941.3

**АНАЛИЗ ТЕХНОЛОГИЙ ПРОИЗВОДСТВА  
МАГНЕЗИАЛЬНОГО ВЯЖУЩЕГО  
ИЗ ДОЛОМИТОВОГО СЫРЬЯ**

*ПИСАРЕНКО Д.В., ЮХНЕВСКИЙ П.И.*

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

Традиционным способом производства магнезиальных вяжущих является обжиг магнезиального сырья в печных установках различной конструкции. При нагреве доломита в печной установке до температуры 700 – 750 °С начинается разложение  $MgCO_3$  на  $MgO$  и  $CO_2$ , при 900 °С и выше разлагается  $CaCO_3$  на  $CaO$  и  $CO_2$ .

Для получения магнезиальных вяжущих используют печные установки различных конструкций: напольные, кольцевые, шахтные, вращающиеся печи, печи кипящего слоя, циклонные печи [1]. Наиболее широко используются шахтные печи, обладающие недостатками:

- не приспособленность для обжига мелкофракционного сырья;
- неравномерный обжиг сырья;
- большая длительность пребывания материала в печи;
- высокий удельный расход топлива на обжиг сырья;

- обжигу подвергается сырьё фракции от 30-40 до 150 мм. Полученный продукт подлежит дальнейшему размалыванию, что влечет за собой существенные дополнительные энергозатраты.

Расход условного топлива в шахтных печах составляет от 15 до 20 % от массы сырья, а производительность составляет 25 – 120 тонн конечного продукта в сутки.

Вращающиеся печи используют для обжига дробленых материалов и шламов. Они также не лишены недостатков:

- большой удельный расход топлива;
- значительный унос пыли из печи и из холодильника;
- большой процент пережога при применении жидкого топлива;
- загрязнение конечного продукта золой при применении пылевидного топлива;
- относительная неравномерность обжига при вращении печи.

Производительность вращающейся печи составляет 150 – 600 т/сутки, а расход тепла на 40 – 50% больше, чем в шахтной. Причина кроется в передаче тепла сырью главным образом излучением и в меньшей степени конвекцией.

Наиболее тесный контакт между газами и всей поверхностью твердых зерен обжигаемого материала обеспечивается при продувании через слой мелкозернистого материала газового потока с такой скоростью, чтобы основная масса частиц материала находилась в вихревом движении. Указанные условия соблюдаются в циклонных печах и печах кипящего слоя.

Циклонные печи не нашли пока широкого применения из-за большой сложности настройки режима термообработки материала, осуществляемого в течение короткого времени: от нескольких сотых долей секунды до нескольких десятков секунд, и по причине большого расхода топлива (меньше чем во вращающихся печах, но выше чем в шахтных печах и печах кипящего слоя).

Печи кипящего слоя имеют чаще всего компоновку, сходную с шахтными печами и производительность, совпадающую с производительностью шахтных печей – до 150 т/сут. В печах кипящего слоя обработка сырья происходит в 4 – 6 раз быстрее, чем в шахтных печах, а обжиг более равномерный благодаря применению значи-

тельно более мелкой фракции материала (3 – 12 мм). Недостатками печи кипящего слоя являются:

- обжиг относительно крупной фракции сырья, не позволяющей добиться получения конечного продукта самого высокого качества. Как и в случае с шахтной и вращающейся печами, конечный продукт включает как недожег, так и пережог. Причина кроется в неравномерной диссоциации кускового карбоната из-за наличия 100% атмосферы  $\text{CO}_2$  и более высокого давления внутри разогретого куска материала, которые препятствуют равномерному проникновению тепла по всему объему кускового материала. Чем крупнее фракция, тем существеннее эффект недожога внутри кускового материала и пережога (рекристаллизации оксида магния) на его поверхности;

- как и в случае с шахтной и вращающейся печами, необходимо фракционирование сырья и помол полученного продукта;

- также имеет место образование значительного количества пыли-уноса (до 25% от объема получаемого продукта).

В качестве способа получения магнезиального вяжущего, по нашему мнению, не заслуженно упускаются из виду возможности технологий, максимально приближенных по условиям диссоциации магнезиального сырья к природным. Речь идет о флюидной обработке карбонатного сырья, основанной на принципах природных породообразующих процессов: метаморфизма, скарнообразования, доломитизации [4, 5, 7]. Указанные геологические процессы – результат движения флюидных потоков (преимущественно воды и углекислого газа в сверхкритических состояниях) из недр земли к её поверхности сквозь толщу горных пород. Сверхкритическое состояние вещества называют флюидом. Сверхкритические флюидные технологии (СКФТ) – это технологии использования флюида в качестве растворителя для углубленной переработки исходного сырья.

Сверхкритическая экстракция – наиболее приемлемый для целей получения магнезиального вяжущего технологический прием флюидной обработки магнезиального сырья. Использование сверхкритических флюидов в процессах экстракции основано на высокой растворяющей способности различных сжатых газов, в частности воды или диоксида углерода, а также на том факте, что растворяю-

шая способность флюида в близкритической области претерпевает значительные изменения при малых изменениях температуры и давления. Это, в свою очередь, позволяет проводить углубленное фракционирование исходного сырья и регенерацию растворителя без дополнительных энергетических затрат путем дросселирования флюида до давления, при котором растворимость пренебрежимо мала [3].

Большое количество научных трудов в области изучения процессов метаморфизма карбонатных пород указывают на возможность установления оптимальных технологических параметров флюидной обработки магнезиального сырья при относительно не высоких показателях давления и температуры флюида [4,5,6]. Это позволяет создать относительно недорогое оборудование для флюидной экстракции оксида магния, при температуре диссоциации карбоната магния значительно меньшей, чем в случае обжиговых технологий. Следовательно, можно ожидать получение продукта высокого заданного качества, без примесей и в виде готового продукта, не требующего дальнейшей доработки в виде помола. СКФТ перед обжиговыми методами имеет ряд преимуществ [6,7]:

- низкие энергозатраты, так как экстрагент разогревается от исходной температуры до заданного параметра лишь однажды, а затем лишь догревается в процессе технологической циркуляции в оборудовании.

- возможность использования в качестве сырья доломитовой муки, обеспечивая тем самым безотходность горнодобывающей промышленности, так как имеется возможность обработки отсевов после помола в муку.

- экологичность производства. Флюидные технологии также называют «зеленой химией» из-за отсутствия отходов в виде выделения продуктов сжигания топлива и иных побочных продуктов химической реакции. Возможные утечки флюида из оборудования в атмосферу также безопасны, так как вода или углекислый газ являются естественными составляющими окружающей среды.

- высокая точность управления процессами экстракции ввиду легкости изменения основных параметров: давления и температуры до десятых долей единицы измерения. Это позволяет с относительной легкостью добиваться получения продукта заданных параметров.

- возможность полной автоматизации и компьютеризации технологического процесса от этапа отбора сырья со склада и до этапа пополнения склада готовой продукции, поскольку технологический процесс выполняется в замкнутых объемах технологического оборудования, не предполагающих вмешательства персонала в качестве технологического звена.

- последовательная флюидная обработка доломитового сырья при разных параметрах флюида позволяет последовательно из доломита выделить оксид магния, затем оксид кальция, так же необходимый продукт в индустрии строительных материалов. В результате в реакторе останутся естественные примеси породы ( $\text{FeO}$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{SiO}_2$ ), за вычетом органических, которые растворяются во флюиде разлагаясь на составляющие компоненты – воду и диоксид углерода. Получаемые примесные компоненты, находясь в микросостоянии, могут быть использованы в технологии производства вяжущих веществ, строительных материалов и т.д.

- компактность производства, обусловленная значительно меньшими габаритами технологической линии в сравнении с обжиговыми технологическими линиями,

Все перечисленные технологические комплексы при использовании СКФТ заменяются компактной установкой, перерабатывающей товарную доломитовую муку в химически чистое вяжущее вещество с размером частиц в несколько десятков нанометров, что в полной мере удовлетворяет предъявляемым к вяжущему веществу требованиям.

Как видно из вышеизложенного, величина капиталовложений в создание и эксплуатацию СКФТ-производства магнезиального вяжущего, будет ниже по сравнению с традиционными обжиговыми технологиями.

Недостатком флюидных технологий можно считать высокую коррозионную активность флюида к технологическому оборудованию, влекущую за собой использование дорогостоящих сплавов в конструкции реакторов и иных контактирующих с флюидом частей оборудования. Но, как показывает практика, за последние 20 лет развития флюидных технологий в мире, стоимость указанных деталей оборудования уменьшилась на порядок и эта тенденция будет



наблюдаться по мере расширения области применения флюидных технологий в мире.

Принципиальная технологическая схема сверхкритической флюидной  $\text{CO}_2$ -экстракции магниального вязущего вещества из доломитового сырья приведена на рисунке.

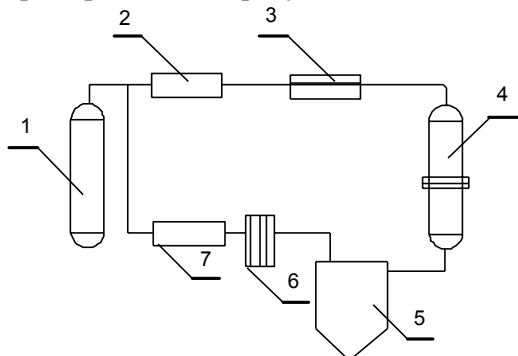


Рисунок 1. Принципиальная схема сверхкритической флюидной  $\text{CO}_2$ -экстракции магниального вязущего вещества: 1 – питающий баллон с  $\text{CO}_2$ ; 2 – компрессор; 3 – проточный нагреватель; 4 – реактор; 5 – осадитель; 6 – охладитель; 7 – компрессор.

Диоксид углерода из питающего баллона (1) подается в систему и поступает в компрессор (2), где сжимается до заданного давления. Далее  $\text{CO}_2$  поступает в проточный нагреватель (3), где разогревается до заданной температуры. Из нагревателя (3)  $\text{CO}_2$ -флюид следует в реактор (4), где расположена сырьевая масса, подвергаемая флюидному экстрагированию. Двигаясь через реактор (4) на проток с заданной интенсивностью  $\text{CO}_2$ -флюид увлекает за собой частицы экстрагированного (растворенного в флюиде) оксида магния. Флюид с растворенным в нем заданным веществом поступает в осадитель (5), выполненный в виде блока циклонов, в котором при заданных параметрах растворенный оксид магния выпадает в виде осадка из флюида. Из блока циклонов (5) очищенный флюид отправляется в охладитель (6), где его температуру понижают до температуры диоксида углерода в питающем баллоне (1). Из охладителя  $\text{CO}_2$ -флюид направляется в компрессор (7), где его давление понижается до соответствующего давлению  $\text{CO}_2$  в питающем баллоне (1). После этого диоксид углерода возвращается повторно в процесс флюидной экстракции в направлении к компрессору (2). Учитывая, что в

процессе декарбонизации доломита во флюид выделяется дополнительное количество диоксида углерода, перед компрессором (2) из поступающего диоксида углерода отбирается лишний объем  $\text{CO}_2$ , а в случае наличия существенных потерь  $\text{CO}_2$  по системе флюидной экстракции, недостающий объем  $\text{CO}_2$  пополняется из питающего баллона (1).

Способ сверхкритической флюидной экстракции предполагается использовать для получения магнезиального вяжущего из доломитового сырья месторождения «Руба».

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Получение извести обжигом мелких фракций в установках скоростной термообработки/ В.С. Русол. - Кишинев: Изд-во ЦК КП Молдавии, 1973. -128 с.;

2. Физико-химические условия метаморфизма карбонатных пород докембрия/ Ю.П. Мельник, Р.И. Сироштан, В.В. Радчук, Л.И. Иванова; [Отв. Ред. Р.Я. Белевцев]. – Киев: Наук. Думка, 1984. -135 с.;

3. Высокотемпературный метаморфизм и метасоматизм карбонатных пород/ Н.Н. Перцев; АН СССР, Ин-т геологии рудных месторождений, петрографии, минералогии и геохимии. – М.: Наука. 1977. – 256 с.;

4. Рудные месторождения и формации магнезиальных скарнов./ Шабынин Л.И. – М.: Недра, 1974. – 278 с.;

5. Двуокись углерода в высокотемпературных процессах минералообразования: (04.00.02)/ Шмулович К.И.: Автореф. дис. на соиск. учен. степ. д-ра геол.-минерал. наук – Черногловка (Московская обл.), 1983. – 44 с.

6. Сверхкритическая флюидная экстракция природного сырья: мировой опыт и ситуация в России/А.Р. Водяник, А.Ю. Шадрин, М.Ю. Синев, «Сверхкритические флюиды: теория и практика», Том 3, №2, 2008;

7. Сверхкритическое состояние воды/ Ю.Е. Горбатый, Г.В. Бондаренко, «Сверхкритические флюиды: теория и практика», Ин-т экспериментальной минералогии РАН, Черногловка, Моск. обл., Том 2, №2, 2007.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 666.311

**ПОЛУЧЕНИЕ СТЕНОВЫХ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ  
ФОСФОГИПСА-ПОЛУГИДРАТА**

*ПОВИДАЙКО В.Г.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Для получения стеновых материалов на основе фосфогипса-полугидрата необходимо было решить задачи по его нейтрализации и получению прочных и долговечных композиций. При этом целью исследований являлась разработка композиций и технологии получения стеновых материалов непосредственно из фосфогипсового отхода, исключая дорогостоящие процессы отмывки или обжига и используя лишь его нестабильные вяжущие свойства. В исследованиях использовали фосфогипс-полугидрат Череповецкого ПО «Аммофос». Проводились также постановочные исследования на основе фосфогипса-полугидрата Гомельского химического завода, полученного при выпуске опытных партий ортофосфорной кислоты в полугидратном режиме.

Наличие в фосфогипсе-полугидрате остатков ортофосфорной кислоты, соединений фтора и других примесей, а также низкое значение водородного показателя, не позволяют его использовать без предварительной нейтрализации. Опробованы различные виды нейтрализующих добавок: гидроксиды, карбонаты, пуццолановый портландцемент, щелочная вода, полученная при электролизе и др.

Добавки вводились в виде водного раствора в соотношении по массе добавка: вода от 1:1 до 1:2. Смесь фосфогипса-полугидрата с нейтрализующей добавкой перемешивалась при водотвердом отношении 0,3 в течение 1...2 мин и затем подвергалась механоактивации в дисковых или цилиндрических истирающих устройствах. Формование образцов-цилиндров диаметром и высотой 30 мм осуществляли путем кратковременной вибрации в течение 5 с. В опытах использовали как свежееобразованный фосфогипс-полугидрат сразу после съема его с вакуум-фильтра, так и подсушенный. В целях удобства проведения исследований (для консервации и предотвращения дальнейшей гидратации) фосфогипс-полугидрат предварительно подсушивался на воздухе при температуре  $(20\pm 2)^{\circ}\text{C}$  до остаточной влажности 1...3 %. Содержание кристаллизационной влаги в нем составляло 9...12 %. Из каждой партии фосфогипса-полугидрата изготавливали контрольные образцы. Испытания образцов осуществляли в возрасте 1 и 28 суток при хранении в воздушно-сухих условиях. Наиболее низкое значение прочности имели образцы с карбонатными добавками, вследствие выделения в твердеющем материале углекислого газа, образующегося при взаимодействии карбонатов с остатками ортофосфорной кислоты.

Наиболее рациональной признана добавка гашеной извести. Опыты показали, что для нейтрализации фосфогипса-полугидрата достаточно добавить 1...2 % извести, но при этом наблюдается удлинение сроков схватывания и особенно низкая прочность при сжатии образцов в начальный период твердения. Замедление схватывания может быть обусловлено уменьшением растворимости полугидрата сульфата кальция при введении ионов кальция и, кроме того, образованием малорастворимых ди- и трикальцийфосфатов, которые адсорбируясь на активных точках, замедляют рост зародышей новой фазы. Значительно улучшаются вяжущие свойства фосфогипса-полугидрата при увеличении дозировки извести, наблюдается сокращение сроков схватывания и увеличение прочности образцов. Гашеная известь является недорогим и недефицитным материалом и в тоже время эффективным нейтрализатором остатков ортофосфорной кислоты и других примесей фосфогипса, связывая их в труднорастворимые соединения: фосфаты, фториды и сульфаты кальция, а также повышает водородный показатель смеси (до 12,5 при введении извести 7 % и более). Однако с повышением

содержания извести снижается водостойкость и морозостойкость фосфогипсовых образцов. Среди различных добавок, улучшающих эти показатели, наиболее целесообразной можно считать добавку молотого гранулированного шлака. Это особенно удобно для использования фосфогипса-полугидрата Череповецкого ПО «Аммофос», поскольку на месте имеется доменный гранулированный шлак Череповецкого металлургического комбината (ОАО «Северсталь»).

Известны составы смесей, содержащие в композиции с фосфогипсом–полугидратом добавки извести и шлака. Но высокая водопотребность этих композиций ( $V/T=0,4...0,7$ ) и низкая прочность получаемого камня, обусловленная низкой активностью фосфогипса-полугидрата и недостаточной степенью измельчения шлака (до удельной поверхности  $500...1000 \text{ см}^2/\text{г}$ ), сдерживает их широкое применение. Такие составы рекомендовались преимущественно для заполнения объемов выработанных шахт.

Исследования фосфогипсоизвестковошлаковых (ФГИШ) композиций, проведенные в НИИЛ БиСМ БНТУ показали, что для повышения прочности камня в  $1,7...3$  раза необходим более тонкий помол шлака – до удельной поверхности не менее  $4 \text{ тыс. см}^2/\text{г}$ , а для снижения водосодержания смеси до  $V/T = 0,3$  необходимо осуществлять механоактивацию. Увеличение тонкости помола шлака позволяет снизить его расход и соответственно увеличить содержание фосфополугидрата в вяжущей композиции, благодаря чему повышается степень утилизации фосфогипсового отхода.

Для определения в ФГИШ композициях оптимального содержания извести и шлака были изготовлены образцы, содержащие от 5 до 15 % извести и от 5 до 15 % шлака с различным сочетанием компонентов. В опытах использовали шлак измельченный до удельной поверхности  $6,5 \text{ тыс. см}^2/\text{г}$ . Наиболее высокую прочность  $28...30 \text{ МПа}$ , имели образцы, содержащие  $6...8 \%$  извести и  $8...10 \%$  шлака. Введение в композиции тонкомолотого шлака обеспечило получение материала повышенной водостойкости. Коэффициент размягчения образцов составлял  $0,7...0,8$ .

Из разработанных композиций на экспериментальной базе НИИЛ БиСМ НИЧ БНТУ изготовлены опытные партии стеновых камней и кирпича двумя способами формования: кратковременным

виброуплотнением и фильтрационным прессованием. В качестве исходного сырья использовали следующие материалы:

1. Фосфогипс-полугидрат Череповецкого ПО «Аммофос», который с целью сохранения гидратационной активности предварительно был подсушен до равновесной влажности при температуре 20 °С. При изготовлении изделий использовали фосфополугидрат двух партий с различным содержанием кристаллизационной влаги: первая партия – с содержанием  $H_2O$  крист.= 9,4 % (степень гидратации 21,8 %), вторая -  $H_2O$  крист.= 12,7 % (степень гидратации 44,2 %)

2. Доменный гранулированный шлак Череповецкого металлургического комбината, измельченный до удельной поверхности 4...6 тыс.  $см^2/г$ . Активность шлака составляла 320 мг/г.

3. Известь строительную воздушную негашеную кальциевую комовую быстрогасящуюся II сорта ОАО «Красносельскстройматериалы».

Процесс приготовления формовочной смеси включал следующие основные технологические операции: подготовку сырьевых материалов (предварительное измельчение фосфополугидрата, помол шлака, гашение извести); смешивание всех компонентов и механоактивацию.

Полнотелые стеновые камни размерами 390×190×188 мм и полнотелый кирпич, изготовленные вибрационным способом, имели среднюю плотность в сухом состоянии 1560...1600  $кг/м^3$ , предел прочности при сжатии в возрасте 1 суток - 8,9 МПа, а в возрасте 28 суток – 9,5 МПа, коэффициент размягчения - 0,62...0,69, водопоглощение - 5...7,9 %. Средняя плотность пустотелых стеновых камней составила 1390  $кг/м^3$ , предел прочности при сжатии - 4,9 МПа. Через 5 часов твердения виброформованные изделия имели прочность 0,4 МПа, достаточную для распалубки. Невысокую прочность отдельных виброформованных изделий можно объяснить использованием при их изготовлении низкоактивного фосфополугидрата (из второй партии), частично прогидратировавшего при подсушке. Для получения изделий с достаточной распалубочной и отпускной прочностью, содержание кристаллизационной влаги не должно превышать 9 %. Целесообразно использовать фосфополугидрат, в котором содержание кристаллизационной влаги находится в пределах

6,5...7,2 %. При этом не требуется дополнительно затрачивать энергию на подсушку полугидрата.

Испытания изделий, полученных путем фильтрационного пресования, показали, что их средняя плотность в сухом состоянии составляет 1720...1850 кг/м<sup>3</sup>, предел прочности при сжатии - 12,5...15,0 МПа, водопоглощение - 3...4 %.

При смешивании фосфополугидрата с добавками извести и шлака образуется трехкомпонентная вяжущая система, обладающая гидравлической активностью. В процессе ее твердения образуются труднорастворимые гидроалюминаты и гидросиликаты кальция, способствующие повышению водостойкости образцов. Добавка извести в композициях является не только нейтрализатором примесей фосфополугидрата, но и активатором твердения шлака. При смешивании фосфополугидрата со шлаком без добавки извести повышения прочности и водостойкости образцов не наблюдается. Увеличение дозировки шлака приводит лишь к пропорциональному снижению прочности образцов. Совместное твердение гипса и шлака без извести возможно только в случае использования сильно основных шлаков. Для активации твердения кислых и нейтральных шлаков необходимо дополнительно вводить щелочной компонент.

Получение морозостойкого и экологически чистого материала на основе фосфогипса-полугидрата в значительной степени зависит от рецептуры и технологии приготовления сырьевой смеси (способа подготовки исходных компонентов и последовательного введения их в сырьевую смесь), а также от способа формования изделий. Так, при смешивании «кислого» фосфополугидрата со шлаком может происходить выделение сероводорода вследствие взаимодействия остатков фосфорной кислоты, содержащихся в полугидрате, с соединениями серы, имеющимися в шлаке. Известно, что сероводород может образовываться при смешивании разбавленных кислот с веществами, содержащими серу и ее соединения. Для предотвращения этого негативного явления добавка шлака должна вводиться в сырьевую смесь после предварительной нейтрализации фосфополугидрата известью, либо одновременно с известью в виде гомогенной водной суспензии, что практически исключает образование и выделение сероводорода. Известь имеет более высокую растворимость по сравнению со шлаком, поэтому при смешивании этих компонентов с водой образуется раствор насыщенный гидроксидом

кальция. При смешивании известково-шлаковой водной суспензии с фосфополугидратом гидроксид кальция нейтрализует остатки фосфорной кислоты и предотвращает тем самым возможность их взаимодействия с соединениями серы. Санитарно-гигиенические исследования подтвердили возможность применения в строительстве фосфогипсоизвестковошлаковых композиций.

В производственных условиях добавку шлака целесообразно подвергать помолу совместно с негашеной комовой известью преимущественно быстро- или среднегасящейся. Это позволяет избежать предварительной подсушки шлака, поступающего с металлургических предприятий, как правило, во влажном состоянии. В процессе помола свободная влага, содержащаяся в шлаке, связывается известью вследствие частичного ее гашения с образованием гидроксида кальция, в результате чего предотвращается налипание шлака на внутренние стенки шаровой мельницы. Исключение операции подсушки сырого шлака перед помолом способствует снижению энергозатрат в производственном процессе.

Опыты показали, что для получения морозостойкого материала на основе фосфогипсоизвестковошлаковых композиций гашение известковошлаковой добавки необходимо осуществлять в присутствии небольшого количества фосфополугидрата и полученную смесь выдерживать в термосных условиях при температуре 40...60 °С. Это обеспечивает условия для предварительной гидратации трехкомпонентной вяжущей системы и образования высокосульфатной формы гидросульфоалюмината кальция (этtringита) или других возможных новообразований в безопасный период гидратации вяжущей системы, – еще на стадии приготовления сырьевой смеси и задолго до начала формования изделий, когда вяжущая система представляет собой податливое упруго-вязко-пластичное тесто, и увеличение объема новообразований не может привести к саморазрушению материала. Термосное выдерживание материала при повышенной температуре способствует ускорению процесса гидратации вяжущей системы и роста новообразований. Кроме того, в вяжущую систему рекомендуется вводить добавки, связывающие свободную известь в труднорастворимые соединения. Тепло экзотермической реакции, выделяемое при гашении извести, позволяет поддерживать повышенную температуру смеси без дополнительных энергозатрат. Благодаря совмещению операций гашения



известии и предварительной гидратации ФГИШ вяжущей системы сокращается длительность всего технологического процесса.

По разработанному способу, предусматривающему предварительную гидратацию трехкомпонентной фосфогипсоизвестковошлаковой композиции, на Череповецком ПО «Аммофос» непосредственно из свежееобразованного фосфогипса-полугидрата изготовлены образцы вибропрессованных стеновых изделий (кирпича и камней). Исходный фосфополугидрат, отобранный с карусельного вакуум-фильтра, содержал кристаллизационной влаги  $H_2O_{кр.} = 6,5...7,2 \%$ , химически несвязанной (гигроскопической) влаги  $H_2O_{гигр.} = 21,5...29 \%$  и примесей:  $P_2O_5_{общ.} = 1,45...1,75 \%$ ,  $P_2O_5_{водо-раств.} = 0,71...0,76 \%$ ,  $F_{общ.} = 0,35...0,91$ . Фосфополугидрат использовался не позднее 1 ч после отбора с вакуум-фильтра. Процесс изготовления вибропрессованных стеновых изделий включал: измельчение  $\alpha$ -фосфополугидрата сульфата кальция в мелотерке до получения частиц размерами 0,03...2 мм; совместный помол негашеной известии и доменного шлака до удельной поверхности 4...8 тыс.  $см^2/г$ ; смешивание известковошлаковой добавки с частью фосфополугидрата и водой с температурой 80...90 °С.

Испытания виброформованных образцов на основе фосфогипсоизвестковошлаковых композиций показали, что они имеют предел прочности при сжатии 28...30 МПа, что в 1,5 раза превышает прочность контрольных образцов из механоактивированного фосфополугидрата, не содержащих добавки известии и шлака, и в 3 раза превышает прочность образцов на основе известных ФГИШ композиций, применяемых в качестве закладочных строительных смесей. Испытания на морозостойкость показали, что виброформованные образцы, изготовленные из свежееобразованного фосфополугидрата по разработанной технологии, выдерживают также как и образцы из подсушенного фосфополугидрата более 25 циклов попеременного замораживания и оттаивания. Исследования показали, что при оптимальном содержании в свежееобразованном фосфогипсеполугидрате кристаллизационной влаги (6,2...7,2 %) и соответственно незначительном количестве дигидратной фазы, можно получить изделия достаточно высокой прочности (28...30 МПа) при обычном вибрационном способе формования.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 691.327: 666.973

**ПРОЧНОСТНЫЕ И ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ  
ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА СТРОИТЕЛЬНЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ ЗАЩИЩЕННЫХ СИСТЕМОЙ  
«КАЛЬМАТРОН»**

*ПОЛЕЙКО Н.Л., ЛЕОНОВИЧ С.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

*ТЕМНИКОВ Ю.Н.*

ООО «Кальматрон – Спб.»  
Санкт-Петербург, Россия

*ЖУРАВСКИЙ С.В.*

ООО «Белкальматрон»  
Минск, Беларусь

**Введение**

Учитывая тенденцию последних лет использования в промышленности строительных материалов отходов производства применения для изготовления бетонных и железобетонных конструкций вяжущих с пониженным содержанием клинкерного фонда, необходимо решать вопросы долговечности этих конструкций даже при эксплуатации в нормальных атмосферных условиях [1].

Водонепроницаемость – одна из основных технических характеристик, определяющих эксплуатационность и долговечность бетонных конструкций. Проницаемость бетона в значительной степени зависит от состава бетонной смеси, качества уплотнения, ухода за бетоном, степени гидратации цемента и условий эксплуатации конструкций. Особо остро стоит вопрос о восстановлении водонепроницаемости бетона в условиях эксплуатации, при которых выявлены признаки разрушения бетона.

Технологический процесс изготовления конструкций, режима тепловлажностной обработки бетона сопряжены с большой вероятностью образования температурных, усадочных и силовых трещин, наличием зон контакта свежееуложенной бетонной смеси и затвердевшего бетона, наличием водных пленок под арматурой и крупным наполнителем.

Постоянная миграция влаги в массиве бетона за счет капиллярного подсоса, испарения, перепада температур на различных поверхностях являются определяющим фактором процесса интенсификации разрушения цементного камня.

Установлено, что от параметра проницаемости в значительной степени зависит и морозостойкость, косвенно характеризующая долговечность бетона конструкций. Снижение проницаемости бетонных конструкций достигается различными способами, но наиболее эффективным и радикальным, по нашему мнению, является кольтматация пор и капилляров бетона [2,3,4].

### **Экспериментальные исследования. Анализ результатов**

Состав цементного проникающего действия «Кальматрон» представляет собой сухую смесь: вяжущего - цемента, фракционированного песка и специальных химических добавок и изготавливается по СТБ 1543-2005 «Смеси сухие гидроизоляционные. ТУ».

Состав «Кальматрон» предназначен для защиты капиллярно-пористых строительных материалов (тяжелых, легких, мелкозернистых и ячеистых бетонов и кирпича) от климатических и техногенных видов коррозии, для гидроизоляции строительных конструкций, сооружений, емкостей.

Основные показатели состава «Кальматрон» приведены в таблице 1.

**Таблица 1. Физико-механические показатели состава «Кальматрон»**

№ п/п	Наименование показателя	Нормативные значения
1	Внешний вид	Серый порошок с серыми включениями
2	Влажность, % не более	2,5
3	Сроки схватывания, мин - начало, не менее - окончание, не более	30 180
4	Прочность при сжатии, МПа не менее	М 25
5	Марка по морозостойкости, не менее	F 300
6	Марка по водонепроницаемости, не менее	W 10
7	Коррозионное состояние стальной арматуры	Устойчиво-пассивное
8	Удельная поверхность, см <sup>2</sup> /г	2874

Для проведения испытаний состава «Кальматрон» в качестве защитного покрытия на бетоне были изготовлены контрольные образцы, а также образцы бетона, предназначенные для нанесения материала. В качестве вяжущего применялся портландцемент ОАО «Красносельскстройматериалы» «ПЦ – 400 ДО»; в качестве мелкого заполнителя применялся кварцевый песок карьера «Кальматрон», крупного заполнителя – гранитный щебень фракции 5...20 мм Микашевичского карьера. Расход материалов на 1 м<sup>3</sup> бетона: цемента – 320 кг; песок – 630 кг; щебень – 1120 кг; вода – 175 л.

После изготовления бетонные образцы были выдержаны в камере нормально-влажностного твердения в течение 28 суток, затем покрывали составом «Кальматрон»

Приготовление рабочего состава на основе сухой смеси состава «Кальматрон» и нанесение покрытия на образцы осуществляли согласно технологической карты ТК 111/03/07 – 2004. Для приготовления рабочего состава сухую смесь затворяли водой в количестве 240...250 мл на 1 кг материала.

Все бетонные образцы перед нанесением состава «Кальматрон» насыщались водой. Нанесение состава «Кальматрон» на бетонные поверхности образцов осуществлялось с помощью шпателя за один проход. Толщина нанесенного защитного слоя покрытия составляла 3...5 мм. Образцы с нанесенным покрытием выдерживали до испытаний в камере нормально-влажностного твердения.

Определение водонепроницаемости бетонных образцов-цилиндров с покрытием на основе состава «Кальматрон» и бетонных образцов без защиты проводили в соответствии с требованиями ГОСТ 12730.5 – 84. «Бетоны. Метод определения водонепроницаемости». Перед проведением испытаний образцы с нанесенным составом «Кальматрон» погружали рабочими поверхностями в емкость с водой на глубину 5мм (толщина гидроизолирующего слоя «Кальматрон») и выдерживали в течение 72 часов. Давление поднимали ступенями по 0,2 МПа, начиная с 0,2 МПа до 1,2 МПа и выдерживали на каждой ступени в течение 6 часов. Испытания продолжали до появления мокрого пятна на верхней торцевой поверхности. Водонепроницаемость серии образцов оценивали максимальным давлением воды, при котором на четырех из шести образцов не наблюдается признаков фильтрации воды.

Для бетонных образцов с покрытием на основе состава «Кальматрон» испытания проводили при прямом (со стороны покрытия) и обратном (со стороны торца образца, необработанного покрытием) давлении воды.

Результаты испытаний на водонепроницаемость представлены в таблице 2.

**Таблица 2. Результаты испытаний на водонепроницаемость**

Маркировка образцов	Вид материала	Направление давления	Результат по серии образцов
Серия 1а	Бетон с покрытием «Кальматрон»	прямое	W 10
Серия 1б	Бетон с покрытием «Кальматрон»	обратное	W 6
Серия 2	Контрольные образцы бетона	прямое	W 2

В соответствии с результатами испытаний, покрытие на основе состава «Кальматрон» повышает марку по водонепроницаемости бетона при прямом давлении воды – на четыре ступени, при обратном – на две ступени.

Определение морозостойкости бетонных образцов с покрытием составом «Кальматрон» и без покрытия проводили в соответствии с требованиями ГОСТ 10060.2 – 95 «Бетоны. Методы определения

морозостойкости». Морозостойкость определяли по ускоренному методу при многократном переменном замораживании – оттаивании в 5%-ом растворе хлорида натрия при температуре минус  $(50 \pm 5)^\circ\text{C}$ . Оттаивание образцов происходило при температуре плюс  $(18 \pm 2)^\circ\text{C}$ .

Соотношение между числом циклов испытаний по ускоренному методу, основанному на замораживании – оттаивании в растворе соли и морозостойкостью принимали по таблице 3.

**Таблица 3. Соотношение между количеством циклов испытаний и морозостойкостью**

Число циклов замораживания-оттаивания (морозостойкость)	100	200	300	400
Число циклов испытаний	3	5	8	12

Оценку состояния образцов с покрытием производили по изменению внешнего вида и прочности. Результаты испытаний приведены в таблице 4 и таблице 5 соответственно.

**Таблица 4. Изменение внешнего вида образцов в процессе испытания на морозостойкость**

Вид образцов	Сроки испытаний образцов			
	3 цикла	5 циклов	8 циклов	12 циклов
Бетон с покрытием «Кальматрон»	Сильное шелушение «Кальматрона»	Сильное разрушение «Кальматрона» на всех гранях, бетон без изменений	Полное разрушение «Кальматрона», слабое шелушение бетона на отдельных гранях	Сильное шелушение поверхности бетона
Контрольный бетон	Шелушение поверхности бетона на отдельных гранях	Сильное шелушение поверхности бетона	Сильное поверхностное разрушение бетона на гранях, углах и ребрах, скругление углов	Практически полное разрушение образцов

**Таблица 5. Изменение прочности на сжатие образцов в процессе испытания на морозостойкость**

Вид образцов	До испытаний	После 3-х циклов		После 5 циклов		После 8 циклов		После 12 циклов	
	R <sub>ср</sub> , МПа	R <sub>ср</sub> , МПа	ΔR, %	R <sub>ср</sub> , МПа	ΔR, %	R <sub>ср</sub> , МПа	ΔR, %	R <sub>ср</sub> , МПа	ΔR, %
Бетон с покрытием «Каль-«Кальматрон»	25,7	–	–	25,2	- 1,9	24,7	- 3,9	23,1	- 10,1
Контрольный бетон	23,5	22,8	- 2,9	22,4	- 4,7	20,6	- 12,3	–	–

Морозостойкость образцов оценивали числом циклов замораживания – оттаивания, при котором не наблюдалось снижения прочности бетона контрольного и обработанного «Кальматроном» более, чем на 5% от исходной величины. Контрольные образцы бетона после 12 циклов практически полностью разрушились.

Результаты испытаний на морозостойкость показали, образцы бетона с покрытием на основе состава «Кальматрон» выдержали 8 циклов замораживания – оттаивания, бетон без защиты – 5 циклов, что соответствует марке по морозостойкости F300 и F200 соответственно.

Определение прочности сцепления покрытия «Кальматрон» с бетоном проводили в соответствии с ГОСТ 28574-90 «Защита от коррозии в строительстве. Конструкции бетонные и железобетонные. Методы испытаний адгезии защитных покрытий». Для определения количественной величины адгезии материалов к основанию использовали метод нормального отрыва, заключающийся в измерении силы отрыва покрытия от защищаемой поверхности при помощи приклеенного к покрытию металлического штампа и динамометра. Результаты определения адгезии покрытия «Кальматрон» к бетону показали, что покрытие обладает высокими адгезионными свойствами. Величина адгезии составляет 3,3 МПа.

Определение прочности на сжатие проводили на контрольных образцах из бетона и бетонных образцах, обработанных составом

«Кальматрон»; в соответствии с ГОСТ 10180-90 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам». Установлено, что повышение прочности при сжатии бетонных образцов, обработанных составом «Кальматрон», по сравнению с контрольными образцами бетона без защиты составляет около 7%.

Определение глубины проникновения состава «Кальматрон» в бетон проводили на образцах, одна из граней которых была обработана составом «Кальматрон». Для решения поставленной задачи проводился морфологический анализ с использованием оптической и электронной микроскопии. Оптический морфологический анализ проводился на установке МП – 3 с использованием контрастирующего высокодисперсного люминофора. Для проведения морфологических исследований образец разрезался на равные части и одна из полученных поверхностей шлифовалась и полировалась. После механических операций образец промывался, а поверхность обрабатывалась ультразвуком в воде для полной очистки поверхности от следов шлифовальных и полировальных порошков.

Визуальный анализ срезов показал, что в обоих представленных образцах под поверхностью нанесенного слоя «Кальматрона» наблюдается область, отличающаяся более темным цветом (т.е. имеющая статистически более низкую отражательную способность примерно на 2-5%). Область распространяется на глубину до 45 мм.

Морфологический анализ слоя «Кальматрона» показал, что он имеет микропористую структуру (Рисунок 1). Граница между слоем «Кальматрона» и бетона отсутствует, и различить их можно только по виду заполнителя (рисунок 2). Параметры пористости «Кальматрона» приведены на Рисунок 3.. Основная пористость распределена в интервале 10-50 мкм с центром распределения 15 мкм, относительная пористость 9,8%.

Анализ структуры бетона показывает, что он является крупнопористым объектом с равномерно распределенными фильтрационными и диффузионными каналами. Бетон имеет развитую структуру пор воздухоовлечения размером от 10 мкм до 1,5 мм (рисунок 4), с преобладанием мелкопористой структуры с центром распределения 50 мкм. Поры обособленные. Пористость бетона – 12,4%. Результаты морфологического анализа приведены на рис.5.

Для анализа распространения кольматирующего вещества проводилось электронно-микроскопическое исследование скола. Ана-



лиз показал, что до глубины 1,5...2 мм под поверхностью «Кальматрона» обнаруживаются заполненные фильтрующим веществом поры (рис.6), с увеличением глубины от обработанной поверхности число заполненных пор уменьшается, и на глубине около 4мм их количество не превышает 1% общего числа пор.

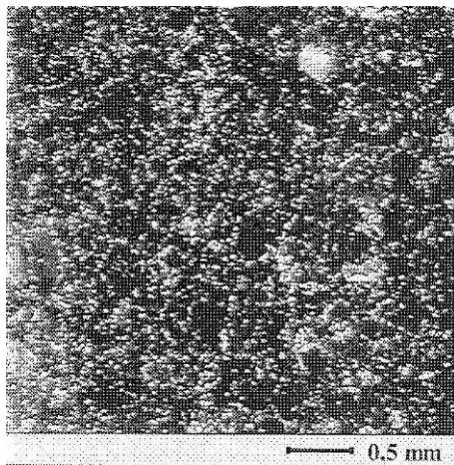


Рисунок 1. Визуализированная внедрением высокодисперсного люминофора поровая структура слоя «Кальматрона»

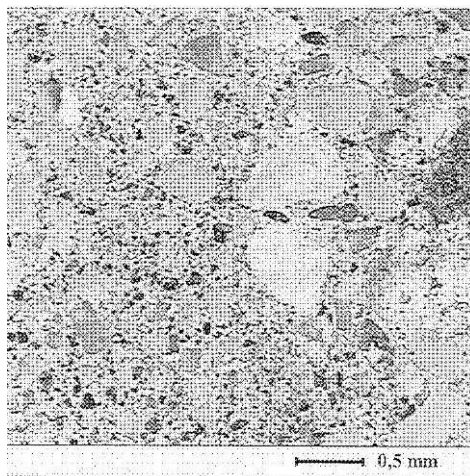


Рисунок 2. Общий вид образца в окрестности контактной области.  
Слева – слой «Кальматрона», справа – бетон

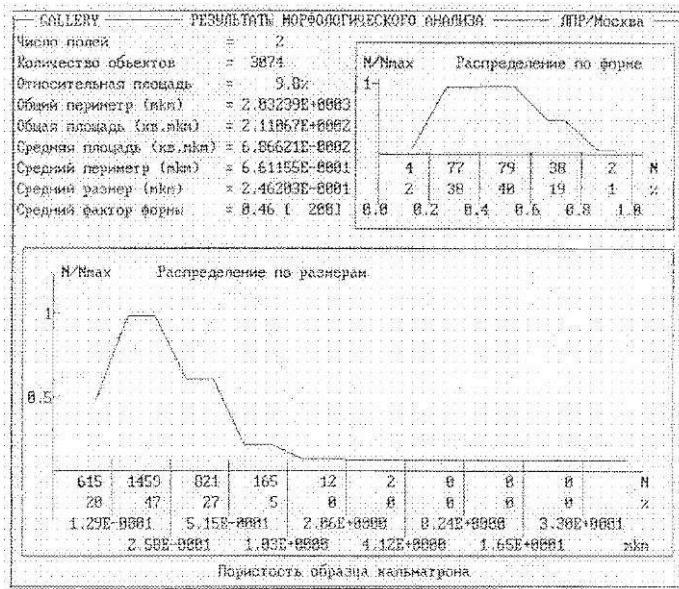


Рисунок 3. Пористость образца «Кальматрона»

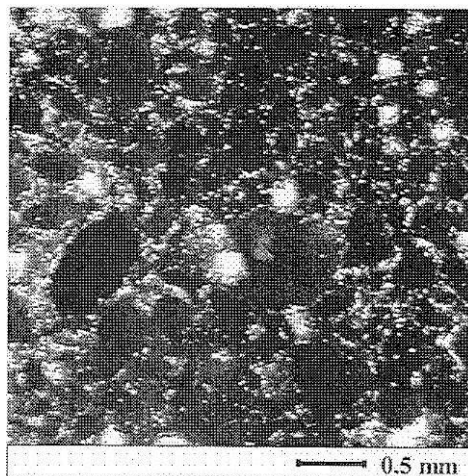


Рисунок 4. Поровая структура бетона

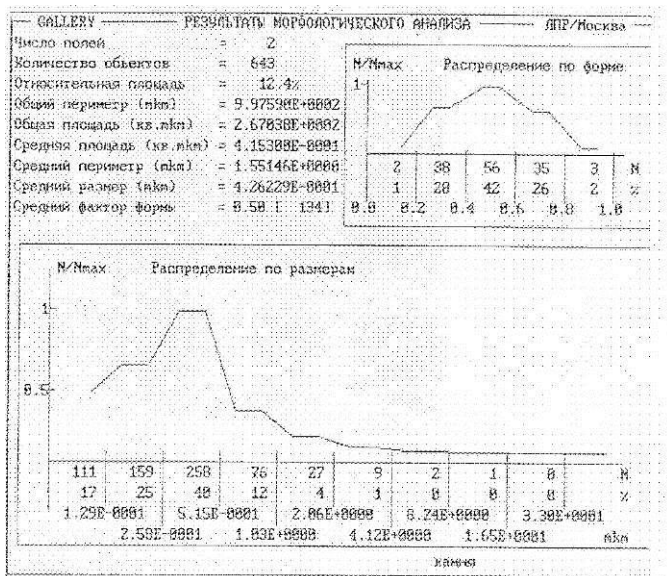


Рисунок 5. Пористость образца бетона

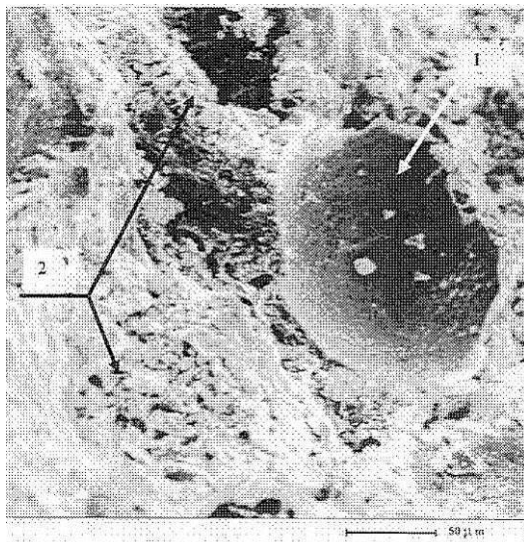


Рисунок 6. Поры в бетоне

1 – замкнутая (недоступная для проникновения раствора) пора;  
 2 – поры, заполненные веществом, кристаллизовавшимся из водного раствора «Кальматрона»

Можно предположить, что в состав «Кальматрона» входят вещества, образующие в воде истинный раствор. Раствор распространяется по телу бетона по капиллярам. На глубине до 1,5 – 2 мм наблюдается частичное или полное заполнение пор дисперсными продуктами, содержащимися в «Кальматроне», которые блокируют большую часть фильтрационного пространства, находящегося в пограничной области между бетоном и «Кальматроном». Поэтому в дальнейшем распространение жидкости идет преимущественно по диффузионным каналам за счет градиента концентрации. Таким образом, раствор, образовавшийся при насыщении «Кальматрона» водой, будет распространяться до глубины, определяемой объемом диффундирующей жидкости.

Обобщение результатов морфологического анализа, проведенного оптическим и электронно-микроскопическим методами, позволяет сделать вывод, что слой «Кальматрона», нанесенный на поверхность бетона, представляет собой микропористую структуру, фильтрационные каналы в которой практически отсутствуют. Область контакта между «Кальматроном» и бетоном монолитна за счет проникновения дисперсных составляющих «Кальматрона» в структуру бетона.

Взаимодействие «Кальматрона» с бетоном происходит поэтапно. При затворении водой «Кальматрона» образуются гидраты клинкерных минералов и водный раствор. На первом этапе формируется контактная область, в которой «Кальматрон» занимает все свободное пространство доступных пустот бетона, блокируя фильтрационные каналы. На втором этапе протекает диффузионный перенос раствора вглубь бетона, лимитированный объемом образовавшегося раствора. Кольматирующий эффект защитного состава определяется блокированием фильтрационного объема веществами, кристаллизующимися из раствора, проникшего в тело бетона, и купированием диффузионного объема при повторном смачивании поверхности слоя «Кальматрона».

Установлено, что под поверхностью нанесенного слоя «Кальматрона» отчетливо имеется область, распространяющаяся до глубины до 45 мм, более темная по цвету (имеющая статистически более низкую отражательную способность).

До глубины 1,5 – 2 мм под поверхностью «Кальматрона» обнаруживаются заполненные фильтрующимся веществом поры; с уве-

личением глубины от обработанной поверхности число заполненных пор уменьшается, и на глубине более 4 мм их нет.

Таким образом, установлено, что область контакта «Кальматрона» с бетоном (толщиной до 0,5 мм) монолитна, в слое бетона до глубины 2 мм от поверхности поры частично заполнены фильтрующимся веществом, а зона влияния проникновения растворимой части «Кальматрона» прослеживается до глубины 45 мм от поверхности.

### Заключение

Результаты испытаний бетона с покрытием на основе состава «Кальматрон» по основным показателям качества по сравнению с бетоном без защиты приведены в обобщенной таблице 6.

**Таблица 6. Результаты испытаний**

№	Наименование показателя, единица измерения	Обозначение НТД на испытание	Результаты испытаний	
			Бетон с покрытием «Кальматрон»	Бетон без защиты
1	Водонепроницаемость, МПа: - прямое давление - обратное давление	ГОСТ 12730.5 – 84	W 10 W 6	W 2 —
2	Морозостойкость, циклы	ГОСТ 10060.2 – 95	300	200
3	Прочность сцепления с бетоном (адгезия), МПа	ГОСТ 28574 – 90	3,3	—
4	Прочность на сжатие, МПа	ГОСТ 10180 – 90	27,7	25,8

Результаты проведенных испытаний позволяют сделать следующие выводы.

Покрытие на основе состава «Кальматрон» обладает высокими адгезионными свойствами к бетонной поверхности (3,3 МПа).

Нанесение покрытия на основе состава «Кальматрон» на бетон позволяет увеличить марку бетона по водонепроницаемости на 4 ступени (с W2 до W10) при прямом давлении воды, на 2 ступени при обратном давлении, повысить морозостойкость бетона с 200 до 300 циклов и повысить прочность бетона на 7%.

Результаты физико-химических исследований показали, что область контакта состава «Кальматрон» с бетоном монолитна, в слое бетона до глубины 2 мм от поверхности поры заполнены фильтрующимся веществом, а зона влияния проникновения растворимой части «Кальматрона» прослеживается до глубины 45 мм от поверхности.

Промышленное применение кольматирующих составов проведено на ряде объектов Республики Беларусь:

ремонт и восстановление очистных сооружений ОАО «Красносельскстройматериалы»;

ремонт резервуаров РУП «Беларуськалий»;

ремонт дымовой трубы ТЭЦ – 5, градирни ТЭЦ – 4 и очистных сооружений ТЭЦ – 3;

восстановление транспортной эстакады ОАО «Нафтан»;

ремонт и восстановление «Августовского канала» и ряд других сооружений.

Промышленная апробация и применение состава «Кальматрон» подтвердили эффективность использования состава «Кальматрон» в подземном и наземном транспортном строительстве, защите канализационных и водопроводных систем, резервуаров, сооружений и ремонте строительных конструкций в качестве защитного покрытия проникающего действия.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Розенталь Н.К., Степанова В.Ф., Чехний Г.В. Защитные материалы проникающего действия для повышения долговечности конструкций./ «Долговечность строительных конструкций. Теория и практика защиты от коррозии». – М.: Центр экономики и маркетинга. 2002 – С.75-79.

2. Герчин Д.В. Особенности применения защитного состава «Кальматрон» для повышения долговечности бетонов зданий и сооружений./ Материалы Международной конференции «Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве» – СПб.: РНФ «Роза мира», 2007. – С.338- 343.

3. Полейко Н.Л., Осос Р.Ф., Полейко Д.Н., Журавский С.В. Повышение долговечности бетона с применением состава “Кальматрон”./ Материалы Международной конференции “Проблемы

долговечности зданий и сооружений в современном строительстве”. – СПб.: РНФ “Роза мира”, 2007. – С.377-383.

4. Полейко Н.Л., Осос Р.Ф., Полейко Д.Н. Гидроизоляционный материал «Кальматрон» – перспективы применения./ Архитектура и строительство. 2005., №5. – С.94-97.

5. Полейко Н.Л., Осос Р.Ф., Полейко Д.Н. Применение гидрофобизатора типа «Кальматро» в производстве железобетонных труб методом виброгидропрессования. / Материалы МНТК «Наука и технология строительных материалов. Состояние и перспективы развития» - Минмк: БГТУ, 2005. – С. 216-219.

6. Смеси сухие гидроизоляционные. Технические условия: СТБ 1543 – 2005. – Введ. 01.01.2006.

7. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180 – 90. – Введ. 01.01.1991.

8. Бетоны. Метод определения водопоглощения. ГОСТ 12730.3 – 78. – Введ. 01.01.1980.

9. Бетоны. Методы определения водонепроницаемости: ГОСТ 12730.5 – 84. – Введ. 01.07.1985.

10. Бетоны. Ускоренные методы определения морозостойкости при многократном замораживании и оттаивании: ГОСТ 10060.2 – 95. – Введ. 01.04.1997.

11. Бетоны. Методы определения показателей пористости: ГОСТ 12730.4 – 78. – Введ. 01.01.1980.

12. Защита от коррозии в строительстве. Конструкции бетонные и железобетонные. Методы испытаний адгезии защитных покрытий: ГОСТ 28574 – 90. – Введ. 01.01.1991.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 621.762; 691.002(032)

**ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ ОТЕЧЕСТВЕННЫХ  
УГЛЕРОДНЫХ НАНОМАТЕРИАЛОВ В ТЕХНОЛОГИИ  
ТЯЖЕЛЫХ И ВЫСОКОПРОЧНЫХ БЕТОНОВ**

*РЯБЧИКОВ П.В., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**АННОТАЦИЯ**

В статье изложены результаты исследований, отражающих влияние добавок углеродных наноматериалов на морфологические изменения продуктов гидратации цемента, а также кинетику твердения и свойства бетонов.

**THE SUMMARY**

In article results of the researches reflecting influence of additives of carbon nanomaterials, on morphological changes of products of hydration of cement, and also kinetics of curing and properties of concrete are stated.

**ВВЕДЕНИЕ**

В современных условиях все большую значимость приобретает знание, способность и умение управлять процессами структурообразования при получении различных (в т.ч. и строительных) материалов на уровне размеров элементарных частиц, из которых «строится» (создается) данный материал. Целенаправленное воздействие на формирование наноструктуры, например, твердеющего



цементного камня, может обеспечить создание более однородной и плотной взаимной «упаковки» гидрокристаллических новообразований – продуктов реакции клинкерных минералов цемента с водой, характеризующихся наноразмерами ( $\sim 8...25 \times 10^{-9}$  м). На этой основе появляется возможность не только управлять кинетикой перехода (трансформацией) вязкопластичной бетонной смеси в твердофазное состояние – цементный бетон, но и обеспечить более высокий уровень его плотности и прочности, что является базисом для повышения несущей способности, долговечности и эксплуатационной надежности строительных конструкций, изготовленных с его использованием.

### **СТРУКТУРА НАНОМАТЕРИАЛОВ – ОСНОВА ЭФФЕКТИВНОСТИ**

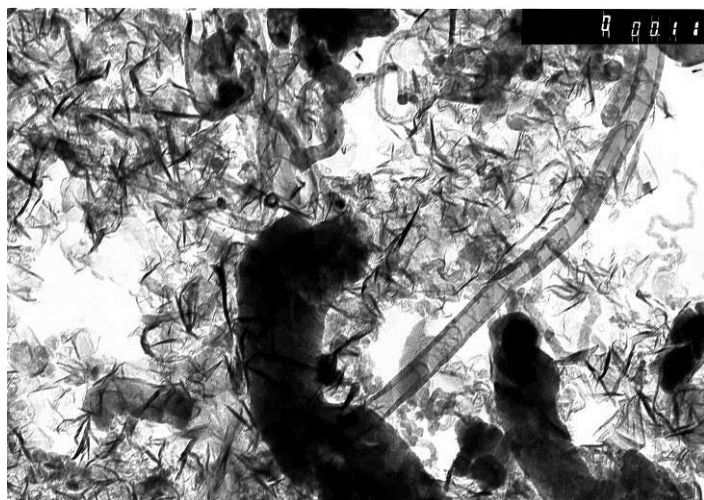
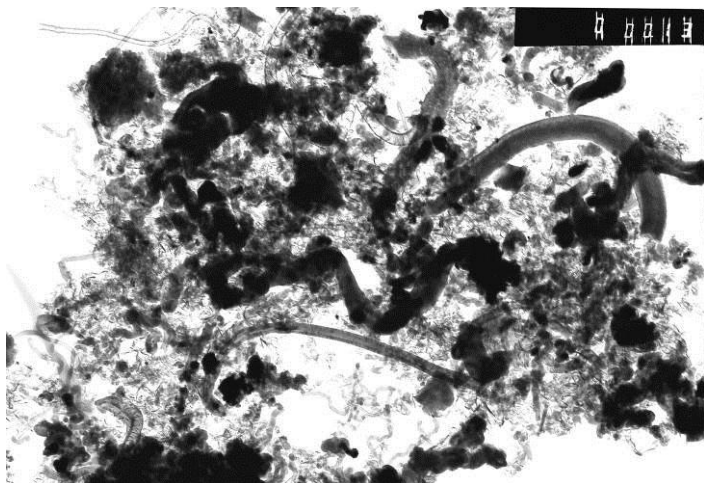
Открытие фуллеренов (Kroto, 1985), развитие технологий их получения и исследований строения, структуры и свойств в 1985-1995 г.г. (Kraetschmer, Ebbesen, Mintimire, Елецкий, Смирнов, Hamada, Sawada, Oshijama, Iijima, Ichihashi, Dresselhaus и многие другие исследователи [3,5,11...13 и др.]) позволило выявить (Iijima, 1991), что в результате термического распыления графитового анода в электрической дуге наряду с молекулами, принадлежащими к семейству фуллеренов, образуются также протяженные структуры, представляющие собой свернутые в однослойную или многослойную трубку графитовые слои. Длина таких образований, получивших название "нанотрубки", зачастую превышает 1 мкм (т.е.  $> 1000$  нм) и может достигать десятков микрон, на несколько порядков превышая их диаметр, составляющий обычно от одного до нескольких нанометров.

В процессе развития технологий получения углеродных наноматериалов [1,4,6,7...9,14...16 и др.] была выявлена множественность видов строения и размеров формирующихся в различных условиях наноструктур, полученных различными методами с использованием различных материалов, подвергавшихся разным способам модификации, разными приемами и веществами дополнительно обработанных (рис. 1).

Результатами исследований, выполненных в институте тепло- и массообмена имени Лыкова НАН Беларуси, явилась разработка уникального способа получения УНМ в плазме высоковольтного

разряда [14] и создание соответствующего оборудования для реализации технологии производства УНМ [7]. Фотографии некоторых видов полученных в «ИТМО» НАН Беларуси УНМ приведены на рисунке 1.

а)



б)

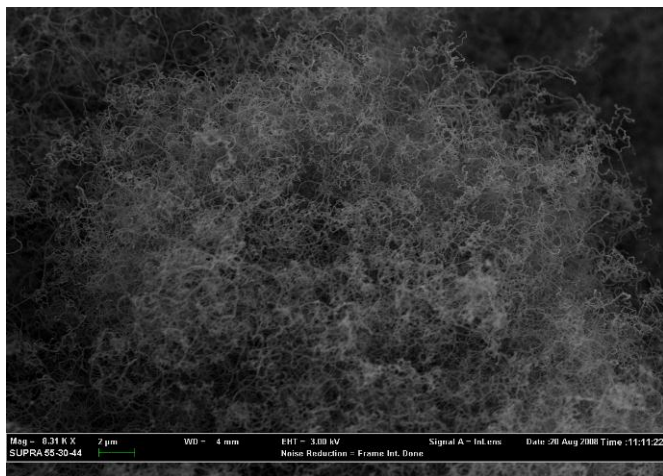
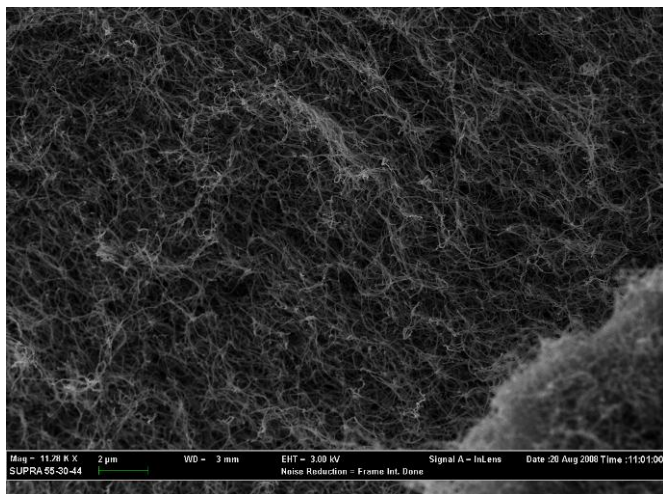


Рисунок 1. а) ПЭМ-фотографии образца материала УНМ  
б) Электронные микрофотографии УНМ из различных реакторов

С 2006 г. в БНТУ были начаты системные исследования на базе кафедры «Технология бетона и строительные материалы» и ее научно-исследовательской лаборатории по направлению эффективного использования углеродных наноматериалов в строительной

отрасли. В результате многочисленных экспериментов был выделен ряд углеродных нановеществ, которые в дальнейшей работе фигурируют под названиями «УНМ 1», «УНМ 2», «УНМ-осадок», «УНМ-суспензия» и др., которые отличаются вещественным составом, способом получения, очистки и введения в цементные (бетонные) композиции. С помощью данных видов УНМ удалось добиться увеличения различных физико-технических свойств (прочностных, технологических, эксплуатационных) цементного камня и, на его основе, бетона.

С позиций эффективного воздействия УНМ на процессы структурообразования, твердения и на прочность цемента (соответственно, – цементного бетона, как базового строительного материала) особую значимость имеют высочайшая потенциальная энергия ультрадисперсных УНМ, а также их свойство в определенных условиях получения формировать тончайшие волокна значительной (до десятков микрон) длины.

В первом варианте эффективность введения вещества УНМ в цемент и цементные композиции в целом основывается на понижении энергетического порога начала образования кристаллогидратов из водного раствора, насыщенного ионами клинкерных минералов цемента, как результата его взаимодействия с водой затворения. То есть, в этом случае используется высокий уровень энергии поверхности частиц УНМ, которые могут служить центрами кристаллизации, ускоряя процесс образования кристаллогидратов и обеспечивая повышение темпа роста прочности цементного камня.

В несколько ином аспекте проявляется эффективность волокнообразных трубчатых УНМ. Их особенностью является значительная длина (в цитированной литературе приведены примеры формирования трубок длиной до 30 мкм) при малых размерах поперечного сечения, которое может быть в диаметре менее 1 нм. Такой волокнообразный материал, характеризующийся значительной прочностью на растяжение, может оказать огромное влияние на прочностные характеристики цементного камня и бетона. Малые поперечные размеры нановолокон при длине, значительно превышающей размеры собственно гидрокристаллов силикатов, алюминатов и ферритов кальция, соответствующих  $\sim 8,0 \dots 25,0$  нм, обеспечивают необходимые предпосылки для «зашемления» волокон в межплоскост-

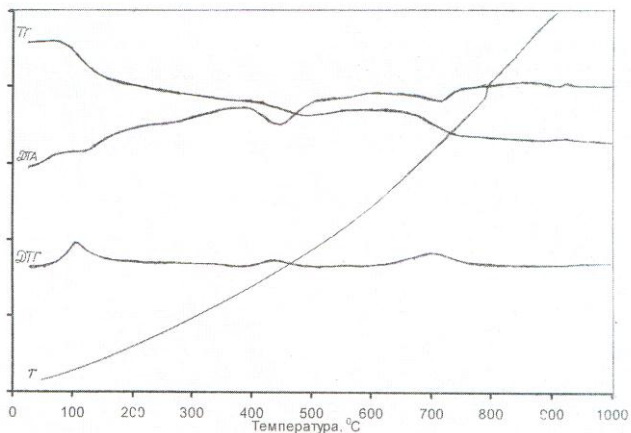
ных пространствах соседствующих поверхностей множества гидрокристаллов, что и обеспечивает эффект армирования нано- и микроструктуры объема новообразований затвердевшего цементного камня.

Далее в материале статьи частично представлены результаты исследований по оценке эффективности и перспективах применения УНМ в цементных бетонах.

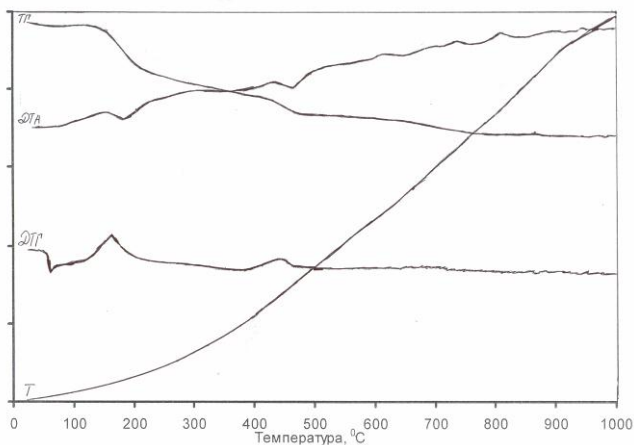
### **ФАЗОВО-СТРУКТУРНЫЕ ИЗМЕНЕНИЯ И ПРОЧНОСТЬ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ**

Введение в цемент потенциально активного вещества УНМ может вызвать изменения как в развитии реакций его взаимодействия с водой, так и в образующихся при этом продуктах гидратации. С целью проверки данного предположения были выполнены комплексные исследования проб затвердевшего цементного камня методом термического разложения (детермического анализа) и методом рентгенографического (рентгеноструктурного) анализа, а также определение его прочности.

*Результаты дериватографического анализа.* Данные, полученные в виде дериватограмм температурного разложения проб цементного камня прочностью  $> 100$  МПа «без» и с наличием вещества УНМ, не имеют принципиального отличия от такового для цементного камня прочностью  $70...90$  МПа [2], что свидетельствует об общности гидролизно-гидратационных процессов и образующихся продуктов гидратации цемента в обоих случаях. Приведенные на рисунке 2 дериватограммы различаются в области температур более  $600...650$  °С. Так, на дериватограмме «чистого» цемента график «ДТА» отражает эндокринный эффект, т.е. явно выраженное понижение температуры за счет испарения химически связанной гидрокристаллами воды. В сравниваемых пробах с УНМ имеет место «волнообразный» характер графика «ДТА», что свидетельствует о наличии как эндокринных, так и экзотермических эффектов в температурной области от  $600$  °С до  $1000$  °С.



а)



б)

Рисунок 2. а) Дериватограмма пробы «чистого» цементного камня.

б) Дериватограмма пробы цементного камня, содержащего УНМ

Оценивая роль углеродного наноматериала в формировании и становлении структуры цементного камня, можно предположить, что частицы УНМ, характеризующиеся наноразмерами и чрезвычайно высоким энергетическим потенциалом, образуют «физическую» подложку в виде «квазизародыша» гидрокристаллов клинкерных минералов цемента, что понижает уровень затрачиваемой

работы на их формирование из водного «раствора» в твердеющем цементном камне. Это создает необходимые условия для ускоренного образования как собственно кристаллогидратов, так и образуемой ими пространственной структуры в объеме сольватной оболочки цементных частиц. В результате формируется структура с большим количеством «новообразований» в единице объема, что сопровождается ростом ее плотности (числом и площадью контактов между гидрокристаллами), а на этой основе растет прочность цементного камня. При повышении температуры сверх критической вещества, содержащиеся в УНМ и «введенные» в цементный камень, могут окисляться (выгорать), что и отражает экзотермические проявления на дериватограмме в зоне температур более 600...650 °С.

*Результаты рентгено-фазового анализа*, полученные на пробах «чистого» цементного камня и содержащего УНМ, полученных из образцов прочностью 110...130 МПа оказались практически идентичными по фазовому составу образцам прочностью 70...80 МПа, данные о котором приведены в публикации [2]. При этом из дифрактограмм, следует, во-первых, что в результате развития процесса взаимодействия цемента с водой интенсивность отражений клинкерных минералов к 28-суточному возрасту закономерно уменьшилась (в сравнении с более ранними периодами) и в большей степени – для проб с УНМ. А во-вторых, установлено, что в образцах проб цементного камня с добавкой УНМ кристаллические новообразования представлены теми же кристаллогидратами, что и в образцах без УНМ. В целом, характеристические дифрактограммы «чистого» цементного камня и содержащего УНМ не отличаются между собой, что свидетельствует об отсутствии дополнительно образующихся соединений под влиянием УНМ.

*Прочность цементного камня.* На рисунке 3 показана тенденция изменения прочности цементного камня в зависимости от дозировки различных веществ УНМ. Несмотря на существенный (а в отдельных случаях и взаимоисключающий) разброс величин прочности (на сжатие) образцов цементного камня, модифицированного тем или иным вариантом УНМ (относительно прочности «чистого» цементного камня, принятой за 100 %) можно проследить и определенные закономерности влияния УНМ на его прочность.

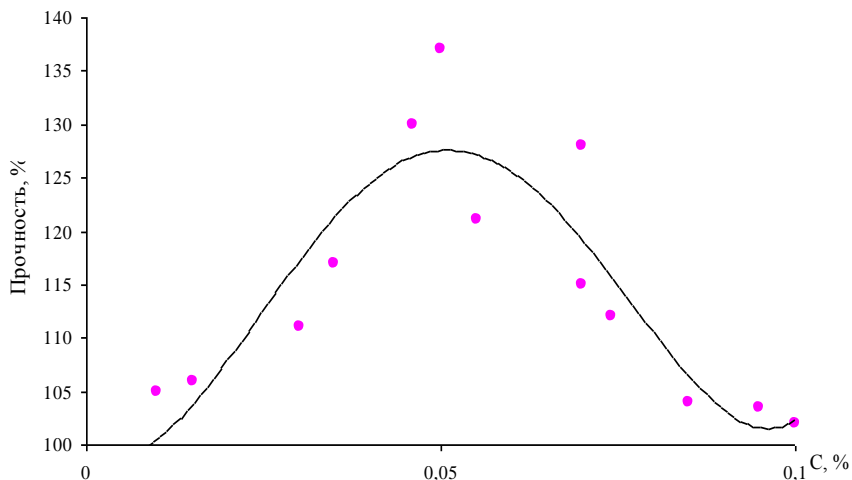


Рисунок 3. Тенденция изменения прочности цементного камня с УНМ в зависимости от величины дозировки

В частности, прочности для ряда разновидностей УНМ наиболее значимое влияние на прочность цементного камня связано с их дозировкой примерно в 0,05% от массы цемента.

Анализ данных о влиянии УНМ в оптимальной дозировке на прочность цементного камня позволила выявить группу разновидностей из исследованных УНМ, характеризующихся устойчивым положительным эффектом.

Совместной исследовательской работой на стадии получения УНМ (институт «ИТМО» им. А.В. Лыкова НАН Беларуси) и их использования в цементном бетоне установлено, что таковым действием обладают твердофазные УНМ, содержащие в своем веществе волокнообразные и трубчатые составляющие. Эти разновидности УНМ обеспечили стабильный рост прочности цементного камня при различных условиях (водные; нормально-влажностные; после пропаривания и с дозреванием (до 28 сут) после пропаривания) твердения образцов.

### **ВЛИЯНИЕ УНМ НА СВОЙСТВА БЕТОНА**

После проведенных испытаний цементного камня и установления оптимальных видов и дозировок УНМ, были осуществлены эксперименты, целью которых являлось установление закономерности



стей влияния углеродных наноматериалов на эксплуатационные свойства тяжелого (высокопрочного бетона), таких как водопоглощение и водонепроницаемость по воздухопроницаемости, стойкости в растворах солей  $\text{NaCl}$  и  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , и др..

Были взяты составы бетона, характеризующиеся различной прочностью (в диапазоне 60...120 МПа), расходом цемента (480...550 кг на  $1\text{ м}^3$ ), разновидностью крупного заполнителя (щебень гранитный традиционный и кубовидный), водоцементным отношением ( $\text{В/Ц} \sim 0,23 \dots 0,35$ ) и наличием (отсутствием) в составе микрокремнезема и каменной муки (молотый (до  $S_{\text{уд}} \sim 0,3 \text{ м}^2/\text{г}$ ) гранитный отсев), использовали разновидности УНМ «осадок» и «суспензия».

*Водопоглощение бетона.* Результаты экспериментов (данные приведены на рисунке 4) отражают непосредственную взаимосвязь величины водопоглощения бетона и его плотности (наличия и объема открытой пористости) в зависимости от величины водоцементного отношения. Снижение ( $\text{В/Ц}$ )<sub>6</sub> с ростом прочности (состав №1 ~ 60...70 Мпа; состав №14 ~ 120...130 МПа) при условии качественного уплотнения (формирования «слитной» структуры цементного теста) обеспечивает рост плотности бетона, что наглядно видно из гистограммы рисунке 4.

При этом, абсолютные значения водопоглощения образцов высокопрочного бетона, составившие (1,5...2,0)% по массе, свидетельствуют о высокой плотности материала, что является предпосылкой их эксплуатационной надежности и долговечности. В целом, установлена общая тенденция устойчивого роста плотности бетона (снижения водопоглощения) под влиянием вещества УНМ, что является косвенным подтверждением ранее установленных закономерностей роста прочности цементного камня под их воздействием.

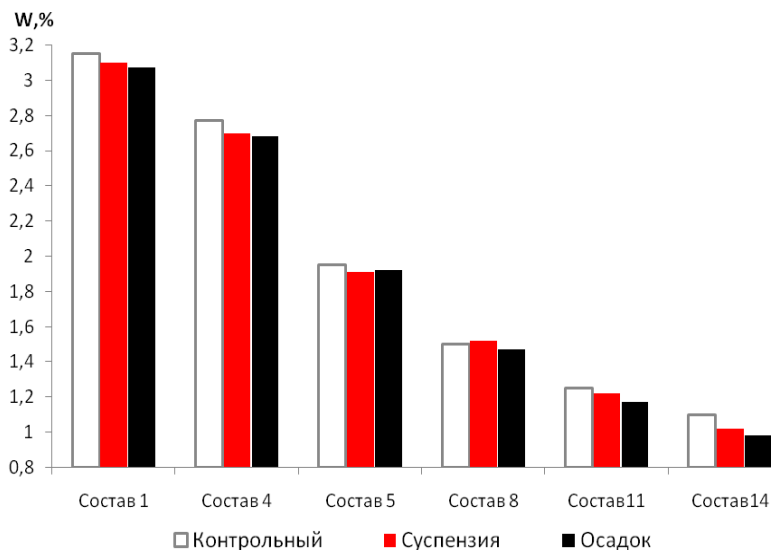


Рисунок 4. Тенденция изменения водопоглощения бетона

*Кинетика твердения и характеристики бетона.* Влияние использованных в экспериментах некоторых разновидностей УНМ (при оптимальной дозировке 0,05% от массы цемента, которая была установлена на начальных этапах исследований на образцах цементного камня и мелкозернистого бетона), представленных на рисунке 5, проявляется в росте прочности бетона до 30 % в первые сутки твердения, до 15 % в проектном возрасте и до 10 % к 90 суткам твердения бетона. Большая эффективность в начальные сроки твердения бетона при последующем "сближении" значений прочности с увеличением возраста материала, является подтверждением воздействия УНМ на процессы гидролиза - гидратации цемента, которые наиболее интенсивно развиваются в 24...72 ч твердения вяжущего (от момента затворения его водой). Высокопрочные бетоны не отличаются в данной тенденции от традиционных бетонов.

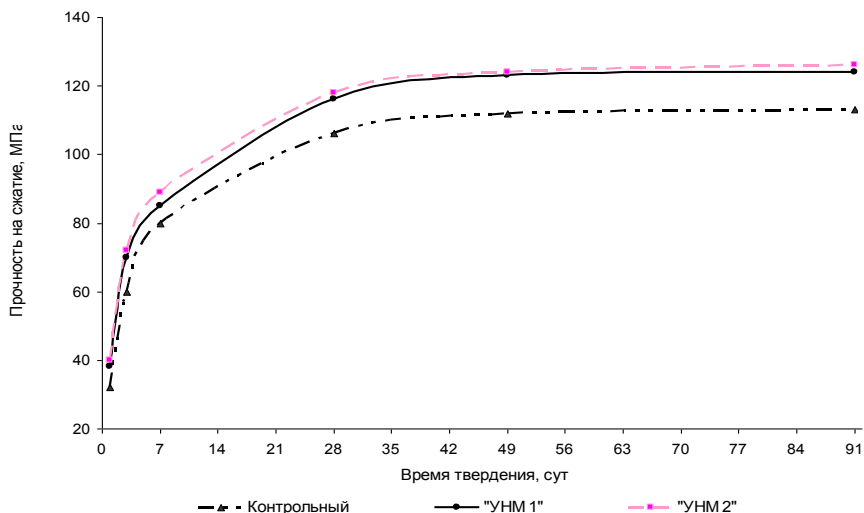


Рисунок 5. Изменение прочности высокопрочного бетона от вида УНМ (твердение образцов в нормально-влажностных условиях)

В таблице 1 приведены основные характеристики мелкозернистого и высокопрочного бетонов (на примере бетонов с базовой прочностью ~100 МПа), модифицированные углеродными нановеществами.

**Таблица 1 (начало)**

Характеристика бетона	Размерность	Величина в проектном возрасте		Повышение показателя, %
		Без УНМ	С УНМ	
<b>Мелкозернистый бетон</b>				
Прочность на сжатие	МПа	55...74	67...82	11...21
Прочность на осевое растяжение (раскалывание)	МПа	1,45...1,67	1,54...2,17	6...30
Прочность на растяжение при изгибе	МПа	9,1...11,9	9,9...13,9	9...17
Водопоглощение	%	3,9...4,0	3,6...3,7	-(7...8)
<b>Высокопрочный бетон</b>				
Прочность на сжатие	МПа	80...100	88...115	10...15
Модуль упругости	МПа x103	45...47	46...49	2...4

**Таблица 1 (окончание)**

Водопоглощение	%	2,0...2,8	1,9...2,7	-(3,5...5,0)
Солестойкость после 10 циклов в насыщенных растворах: NaCl – Δm	%	2,5...2,6	2,3...2,5	-(4...8)
NaCl – fcm,	МПа	75...83	91...104	21...25
в растворе Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> –Δm	%	2,5...2,7	2,3...2,5	-(7...8)
Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> – fcm,	МПа	74...79	89...102	20...29
Водонепроницаемость	марка	W16...W18	W18...W20	1 марка

Характеристики бетонов с УНМ

### Заключение

Результаты комплексных экспериментально-теоретических исследований показали, что воздействие углеродных наноматериалов на процессы взаимодействия цемента с водой, твердения, формирования структуры и прочностных свойств цементного бетона имеет физическую природу и не изменяет морфологию кристаллогидратных новообразований затвердевшего цемента.

Результаты механических испытаний бетона на сжатие, растяжение при изгибе и осевое растяжение (путем раскалывания образцов) (в данной статье не приведены) показали, что в последнем случае прирост прочности бетона (на примере мелкозернистого) более значителен, что подтверждает теоретическую предпосылку о «наноармировании» кристаллогидратной структуры цементного камня в бетоне за счет «встраивания» в неё волоконобразных УНМ, способствующих восприимчивости растягивающих усилий, возникающих в раскалываемых образцах.

Установлено, что введение ряда УНМ способствует устойчивому росту его плотности, а на этой основе стабильно снижается водопоглощение бетона, возрастает его непроницаемость, устойчивость к коррозионному воздействию солей-хлоридов и сульфатов, что предопределяет эксплуатационную надежность и долговечность строительных конструкций.

Общая оценка свойств бетона с УНМ подтверждает его перспективность к применению в тяжелых бетонах для монолитного строительства несущих конструкций, сооружений транспортных коммуникаций, бетонах дорожных, аэродромных покрытий, а также при изготовлении изделий на заводах сборного железобетона.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Ajayan P.M., Iijima S., Nature, London, 1993, vol. 361, p. 333.
2. Батяновский Э.И. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента и цементного камня./ Э.И. Батяновский, А.В. Крауклис, П.П. Самцов, П.В. Рябчиков, П.П.Самцов // Строительная наука и техника. № 1-2 (28-29), 2010, С.3-10.
3. Ebbesen, T. W. and Ajayan, P. M., Nature, 1992, vol. 358, p. 220-222.
4. Елецкий, А.В. Углеродные нанотрубки.// Успехи физических наук. – М.: РТЦ «Курчатовский институт», 1997, - Т. 167. - № 9. – С. 945-972.
5. Елецкий А.В., Смирнов Б.М. УФН,1993, т.163, № 2, с. 1
6. Zhdanok S.A., Fifth ISTC Scientific Advisory Committee Seminar «Nanotechnologies in the area of physics, chemistry and biotechnology». St Petersburg, Russia, 27-29 May, 2002.
7. Жданок С.А., Крауклис А.В., Самцов П.П., Волжанкин В.М. Установка для получения углеродных наноматериалов. Патент №2839.
8. Жданок С.А., Крауклис А.В. и др. Плазмохимический реактор конверсии углеводородов в электрическом разряде. Патент №3125.
9. Hsu W.K., Nature, London, 1995, vol. 77, p. 687.
10. Iijima S., Nature, London, 1991, vol. 354, p. 56.
11. Kraetschmer W., Nature, 1990, vol. 347, p. 354.
12. Kroto H.W., Nature, 1985, vol. 318, p. 162.
13. Mintimire J.W. Dunlap B.I., White C.T., Phys. Rev., Lett., 1992, vol. 68, p. 631.
14. Nikolaev, Pavel, Bronikowski, Michael J., Bradley, R. Kelley, Rohmund, Frank, Colbert, Daniel T., Smith, K. A., and Smalley, Richard E., Chemical Physics Letters, 1999, vol. 313, p. 1,2.
15. Scott, C. D., Arepalli, S., Nikolaev, P., and Smalley, R. E., Applied Physics A: Materials Science & Processing , 2001, vol. 72, p. 5.
16. Yudasaka, Masako, Kikuchi, Rie, Matsui, Takeo, Ohki, Yoshimasa, Yoshimura, Susumu, and Ota, Etsuro, Applied Physics Letters, 1995, vol. 67, p.17.

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 666.973

**СВОЙСТВА БЕТОНА НА ПОРТЛАНДЦЕМЕНТЕ С  
ГРАНИТНЫМ ОТСЕВОМ (ПЦГ)**

*СМОЛЯКОВ А.В., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Изготовление бетона с использованием портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева, заменяющей часть активного вяжущего, не может не сказаться на структуре (пористости) цементного камня и бетона в целом. Степень этого влияния зависит от свойств и количества введенной минеральной добавки. Для понимания явлений, происходящих в цементном камне в процессе формирования его структуры (пористости) с учетом влияния под влиянием минеральной добавки, рассмотрим общие, широко известные представления о состоянии структуры и характеристиках ее пористости, сформировавшиеся в результате исследований, выполненных в прошлом века [1 - 24]. В прикладном контексте грация пор цементного камня и бетона в целом важна в отношении проникновения в бетон воды, т.к. в основном с ней переносятся агрессивные по отношению к бетону ингредиенты, которые вызывают коррозию самого материала или арматуры железобетонных конструкций, а также усиливают действие разрушающих факторов при переменном увлажнении – высушивании бетона или замораживании – оттаивании. Поэтому влияние портландцемента с

минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева на формирование капиллярной, контракционной пористости и пор новообразований (поры геля в технической литературе) может существенно изменить свойства бетона.

Капиллярные поры являются основными дефектами строения цементного камня плотно уложенного бетона, обуславливающими его проницаемость и понижающим и морозо-, водо- и коррозионную стойкость, защитную способность по отношению к стальной арматуре, водонепроницаемость и другие эксплуатационные свойства бетона. Их вероятный размер достигает  $(1...50) \cdot 10^{-6}$  м (1 – 50 мкм) и на 3...4 порядка превышает размер пор новообразований геля. Капиллярные поры благоприятствуют впитыванию и миграции воды, которая находится в них в свободном состоянии и замерзает с увеличением в объеме при охлаждении до  $-6 - 10^{\circ}\text{C}$ .

Контракционные поры образуются вследствие уменьшения абсолютного первоначального объема системы цемент — вода. Установлено, что контракция вызывает уменьшение внешних размеров системы, сопровождается появлением в ней эффекта вакуума и способствует дополнительному поглощению. По размерам контракционные поры занимают промежуточное положение между порами новообразований (геля) и капиллярными.

Поры новообразований (геля) представляют собой промежутки между гидрокристаллами, заполненные жидкостью или воздухом при испарении воды, адсорбционно связанной в гидратных оболочках гидрокристаллов и частиц геля. Расположенные в объеме новообразований (частиц цементного геля), они имеют наименьший размер (примерно от  $15 \cdot 10^{-10}$  до  $40 \cdot 10^{-10}$  м, т.е. 15...40 Å), по сравнению с другими порами цементного камня. Вода в порах новообразований (геля) находится в особом состоянии и не переходит в лед при низких температурах порядка  $-40$  и даже  $-70^{\circ}\text{C}$ , что согласуется с выводами Б.В. Дерягина, Н.А. Цытовича и М.И. Сумгина о специфических свойствах тонких слоев воды.

С позиций практической значимости важно установленное (Н.Н. Федянин и другие) отсутствие расширения воды при замерзании в капиллярах радиусом менее 0,1 мкм, т.е. менее 1000 Å. А также то, что в таких капиллярах все «сечения» воды находятся в адсорбционно связанном состоянии и характеризуются упругими свойствами

ми, а значит не обладает «текучестью» и может перемещаться только при чрезвычайно большом давлении. Учитывая, что размер пор новообразований (геля) примерно на один – два порядка меньше диаметра этих капилляров, а размер контракционных пор примерно такого же порядка можно предполагать, что эти поры цементного камня ограничено проницаемы для воды и она не увеличивается в объеме при охлаждении бетона. Следовательно, для повышения морозо-, водо-, коррозионной стойкости бетона и других его эксплуатационных характеристик необходимо создание условий для формирования структуры с минимальным объемом макрокапилляров, имеющих радиус более 0,1 мкм.

**Общая методика исследований.** В процессе исследований выявили влияние портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева на определяемые свойства бетона с целью установления рациональной (допускаемой) области его применения при производстве (возведении) строительных конструкций.

Минеральная добавка в портландцемент вводилась в количестве 20 % от массы цемента.

Методики исследований стандартизированных свойств бетона соответствовали действующим стандартам, особенности методик отдельных экспериментов указаны в тексте.

Характеристики материалов для бетона. Вяжущее – портландцемент марки М500 Д0 (активность:  $R_c \sim 53$  МПа;  $K_{нг} \sim 0,285$ ,  $\rho_{ц}^0 \sim 1080$  кг/м<sup>3</sup>,  $\rho_{ц} \sim 3100$  кг/м<sup>3</sup>,  $S_{уд} \sim 2950$  см<sup>2</sup>/г) ОАО Кричевцементношифер.

портландцемент марки ПЦГ 500 (активность:  $R_c \sim 52$  МПа;  $K_{нг} \sim 0,285$ ,  $\rho_{ц}^0 \sim 1080$  кг/м<sup>3</sup>,  $\rho_{ц} \sim 3110$  кг/м<sup>3</sup>,  $S_{уд} \sim 3020$  см<sup>2</sup>/г) ОАО Кричевцементношифер.

Мелкий заполнитель – песок природный крапужинского месторождения со следующими характеристиками:  $\rho_{п}^0 \sim 1560$  кг/м<sup>3</sup>;  $\rho_{вп} \sim 1810$  кг/м<sup>3</sup>;  $\rho_{зп} \sim 2650$  кг/м<sup>3</sup>; модуль крупности:  $M_k = 2,2$ .

Крупный заполнитель – щебень гранитный (микашевичский) крупностью 5-20 мм со следующими характеристиками:  $\rho_{щ}^0 \sim 1420$  кг/м<sup>3</sup>;  $\rho_{вщ} \sim 1640$  кг/м<sup>3</sup>;  $\rho_{зщ} \sim 2700$  кг/м<sup>3</sup>; маркой по дробимости «1200».

Добавка-пластификатор 1-ой группы (суперпластификатор; СП) – «Стахемент - F Ж 35» с массовой долей сухих веществ ~ 35%;



плотностью (20°C) ~1170 кг/м<sup>3</sup>; водородным показателем pH~ 8; содержанием хлоридов: < 0,1%.

Составы бетона для испытаний приведены в таблице 1. Составы № 2, 4, 6, 7, 9 характеризуются использованием портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева, суммарным весом идентичным составу 1 – контрольному. Составы № 4 и 7 приготовлены с пластифицирующей добавкой «Стахемент-ФЖ35».

**Таблица 1. Составы бетона для испытаний**

№ состава бетона	Расход составляющих бетона на 1 м <sup>3</sup> :						Осадка, см	Водоцементное отношение бетона, дол. ед	
	Цемент, кг	Миндобавка		Добавка СП, % от СВ	Песок, кг	Щебень, кг			Вода, кг
		кг	% от МЦ						
1	350	-	-	-	700	1150	183	3	0,52
2	280	70	20	-	700	1150	183	3	0,65
4	280	70	20	1,0	700	1150	160	1	0,57
6**	280	70	20	-	700	1150	187	5	0,67
7**	280	70	20	1,0	700	1150	164	5	0,59

\* Доля миндобавки в смешанном вяжущем – 20 % по массе;

\*\* бетон изготовленный с использованием портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева после ≥ 90 сут. хранения.

Во всех случаях эксперименты выполнены с использованием образцов бетона в виде кубов с ребром 100 мм. Бетон уплотняли на лабораторной виброплощадке со стандартными параметрами вибрирования: амплитуда (А) ~ 0,5 мм; частота колебаний (f) ~ 50 Гц.

**Водостойкость и прочность бетона, твердевшего в воде.** В экспериментах по выявлению влияния портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева, хранившегося в помещении лаборатории «навалом» 90 сут. и свежемолотого) на стойкость бетона в неагрессивной водной среде твердения (эксплуатации) и при переменном насыщении водой-высушивании использовали образцы-кубы с размером грани 100 мм составов по таблице 6, изготовленных вибрированием по п. 1.

В таблице 2 приведены данные определения кинетики изменения массы образцов (3 образца в серии) бетона в насыщенном водой состоянии в процессе водного твердения в течение 60 сут., в табли-

це 3 – данные об изменении прочности бетона за этот период водного твердения.

**Таблица 2. Изменение массы образцов**

№ п/п	Характеристики бетона:			До- бавка СП, % от СВ	Масса образцов бетона в возрасте, сут.:					
	Ц, кг	Миндобавка			1*	3	7	14	28	60
		кг	%							
1	350	-	-	-	238 0	242 4	243 9	244 1	244 2	244 4
2	280	70	-	-	236 0	239 5	241 8	242 2	242 4	242 5
3	280	70		1,0	237 0	240 4	242 1	242 9	243 0	243 3

\* после распалубки

**Таблица 3. Прочность бетона при твердении в воде**

№ п/п	Характеристики бетона:			До- бавка СП, % от СВ	Прочность бетона, МПа, в возрасте, сут.:				
	Ц, кг	Миндобавка			3	7	14	28	60
		кг	%						
1	350	-	-	-	16,5	23	29,5	33	36
2	280	70	20	-	12,5	20,5	25,8	28,5	32
3	280	70	20	1,0	14,2	23,5	27,2	32	35
4*	280	70	20	-	15,8	23,4	29,5	32,6	34,8

\* на свежемолотом портландцементе с минеральной добавкой

Анализ данных таблиц 2 и 3 показывает следующее.

Изменения массы образцов в процессе твердения в благоприятной водной неагрессивной среде коррелируются с изменениями прочности бетона всех исследованных составов при общей тенденции: более интенсивного увеличения ее в первые 3-7 сут. твердения и последующего замедления темпов роста. Однако и к 60 сут. твердения бетон прирастал массу за счет «подсоса» воды.

Это явление связано с развитием процесса гидратации цемента и отражает его кинетику во времени. В частности, формирование пористости цементного камня в исследованный период времени. Как известно процесс становления структуры цементного камня в бетоне сопровождается образованием пор в его объеме, как следствие перераспределения начального количества жидкой фазы. В водных условиях твердения отсутствует эффект ее испарения. Поэтому из-

менение количества жидкости в объеме цементного теста, трансформирующегося в цементный камень, связано с гидратацией цемента и связыванием жидкости химическими реакциями с ионами клинкерных минералов, в результате которых формируются новообразования в виде гидрокристаллов силиката кальция, алюминатов, ферритов и др. В объеме новообразований формируется собственная пористость (поры «геля»), появление которой предопределено спонтанностью процесса появления и роста гидрокристаллов и их случайными взаиморасположением и взаимными контактами.

Одновременно миграция, воды в связи с отмеченным процессом, вызывает образование контракционных пор в «межзерновых» пространствах обводненных (сольватированных) цементных зерен. Уход жидкости из этих пространств (наиболее активен в первые 3-7 сут. твердения бетона) создает в объеме твердеющего цемента (цементного камня) разрежение, т.е. вызывает явление вакуума в этих объемах и в объеме цементного камня в целом. Возникающий градиент давления самоликвидируется за счет подсоса воды извне, что проявляется в росте массы образцов бетона, твердеющего в воде.

Этот эффект усиливается вследствие появления в твердеющем цементном камне системы капиллярных пор на месте «уходящей» на реакции гидратации цемента жидкости сольватных оболочек, первоначально образовавшихся на поверхности частиц твердой фазы: флокул (зерен) цемента, заполнителей, пыли и минеральной добавки, введенной в бетон.

Оценка влияния портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева показывает, что изменение массы образцов отвечает ранее изложенным закономерностям.

Анализ изменений прочности бетона образцов водного твердения, т.е. наиболее благоприятных условий для цементного бетона, показывает, что использование портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева, хранившегося 90 сут. снижает ее к проектному возрасту (28 сут.).

В случае использования свежемолотого портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева отсева в количестве 20 % от массы цемента (составы № 4\*) прочность бетона оказалась практически равной (отклонения не превышают погрешности при испытаниях) прочности образцов без миндобавки.

***Водостойкость и прочность бетона при циклическом насыщении-высушивании.*** Водостойкость бетона на портландцементе с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева (срок хранения – 60 сут и свежемолотого на портландцементе с минеральной добавкой исследовали по изменению прочности бетона в процессе испытаний.

Режим одного цикла (один раз в сутки) составлял высушивание образцов при температуре в сушильном шкафу  $t \sim 70^{\circ}\text{C}$  в течение 7-8 ч и последующее насыщение в водопроводной воде при  $t \sim 15^{\circ}\text{C}$  (в ванне погружением воды не менее, чем на 50 мм под уровнем воды) в течение 16-17 ч.

Образцы бетона (кубы с ребром 100 мм) после изготовления пропаривали по режиму: предварительная выдержка – 2 ч; подъем температуры за 3 ч до  $t \sim 70^{\circ}\text{C}$ : изотермический прогрев – 6 ч; остывание в камере 10 ч и после распалубки – 3 ч, после чего их подвергали испытаниям.

Прочность бетона определяли в водонасыщенном состоянии через каждые 5 циклов испытаний.

Данные о кинетике изменений прочности бетона в процессе испытаний приведены в таблице 4, а в таблице 5 приведены результаты параллельного определения изменения массы образцов после водонасыщения в процессе испытаний, которые отражают кинетику изменений количества поглощаемой (высушиваемой) бетоном воды в пределах одного цикла. По существу эти данные характеризуют процесс изменений капиллярной пористости бетона в ходе испытаний под действием разрушающих структуру бетона факторов: миграции жидкости, деформаций от перепада температур при высушивании (твозд.  $\sim 70^{\circ}\text{C}$ ) – насыщении ( $t \text{ H}_2\text{O} \sim 15^{\circ}\text{C}$ ), усиленного тем, что образцы не охлаждали после сушки [12], а помещали в относительно холодную воду сразу, полностью погружая их (т.е. создавая объемно-напряженное состояние из-за «термического удара»).

Одновременно с деструктивными «накладывается» действие благоприятного фактора: продолжение процесса гидратации цемента под совокупным действием повышенной температуры и влаги, поглощаемой порами при периодическом водонасыщении. Действие этих взаимно исключаящих факторов очевидно отражается

данными таблиц 4 и 5. Так прочность образцов бетона на ПЦ М500 Д0 возрастает до 10-15 циклов насыщения-высушивания, а затем кратковременно стабилизируется и начинает снижаться.

Изготовление бетона с использованием портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева в целом не изменяет означенную тенденцию, но процесс снижения прочности образцов бетона ускоряется.

**Таблица 4. Прочность бетона при циклическом насыщении-высушивании**

№	Характеристики бетона:				Прочность бетона, МПа, после количества циклов:						
	Ц, кг	Миндобавка		Добавка СП, % от СВ	0	5	10	15	20	25	30
		кг	%								
1	350	-	-	-	24,7	26	28	28	26	24	22
2	280	70	20	-	22	22,8	22,5	22	21	21	17
3	280	70	20	1,0	25,5	25	25,0	25	24	24	23
4*	280	70	20	-	24,5	24,8	27	27	25	24	21

\* на свежемолотом портландцементе с минеральной добавкой

**Таблица 5. Изменение количества воды при насыщении-высушивании образцов**

№	Характеристики бетона:				Количество поглощаемой-воды (г) после числа циклов						
	Ц, кг	Миндобавка		Добавка СП, % от СВ	0	5	10	15	20	25	30
		кг	%								
1	350	-	-	-	32,5	35	37,5	39	41	42	46
2	280	70	20	-	40	42	42	43	43	44	48
3	280	70	20	1,0	35	35	35	37	39	41	45
4*	280	70	20	-	42	42	42	42	43	44	46

\* на свежемолотом портландцементе с минеральной добавкой

При этом влияние «лежалого» (> 90 сут хранения) и свежемолотой на портландцементе с минеральной добавкой с существенно различается. Если сравнить данные, относящиеся к составам № 3 и № 4\*, которые характеризуются равным расходом цемента (280 кг) и миндобавки (70 кг или 25 % от массы цемента в смешанном вя-

жушем), становится очевидной эффективность использования добавки свежемолотого гранитного отсева.

Данные, относящиеся к составу № 3 (бетон приготовлен с пластифицирующей добавкой при снижении расхода воды на 12-15 % относительно состава № 3), в котором равное с составом № 2 содержание цемента (280кг) и миндобавки (70 кг) подтверждают эффективность использования пластификатора в бетоне на портландцементе с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева.

Отмеченные тенденции изменения прочности бетона на портландцементе с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева корреспондируются с изменениями количества воды, «поглощаемой» образцами в процессе циклического насыщения-высушивания. Как уже отмечалось в настоящем разделе эти данные характеризуют увеличение объема открытой (сообщающейся) капиллярной пористости цементного камня и бетона в целом.

При этом на начальном этапе (до 5-10 циклов для бетона на портландцементе с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева) прирост количества воды, поглощаемой порами, отражает углубление процесса гидратации цемента, проявляющегося в росте прочности бетона. В дальнейшем рост количества поглощаемой воды характеризует увеличение объема макрокапиллярной пористости бетона под влиянием деструктивных факторов циклических испытаний.

Необходимо отметить, что рост пористости бетона связан и с воздействием знакопеременных деформаций при нагреве и резком жидкостном охлаждении, особенно по поверхности (в наружных слоях) бетонных образцов. Накапливающиеся дефекты структуры катализируют рост водопоглощения и снижения прочности бетона. При этом очевиден этот отрицательный эффект с увеличением количества вводимой минеральной добавки.

Обобщая изложенные экспериментальные данные можно сделать следующие выводы о влиянии портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева на водостойкость бетона.

В условиях эксплуатации в воде или грунтах (подводные и подземные части зданий и сооружений) изготовление бетона на портландцементе с минеральной добавкой в виде молотого гранитного

отсева допустимо, т.к. при этом обеспечивается стабильный рост прочности бетона.

Снижение прочности бетона в проектном возрасте при использовании «лежалого» (> 90 сут в экспериментах) портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева составило 13,6 %.

В случае применения свежемолотого портландцемента с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева снижение прочности бетона в проектном возрасте не наблюдалось, что подтверждает гипотезу о взаимодействии вещества добавки с продуктами гидролиза цемента с образованием дополнительного количества новых фаз, способствующих уплотнению структуры бетона. Очевидно, что в свежемолотом гранитном отсеке присутствуют тонкодисперсные фракции, являющиеся катализатором процесса формирования кристаллогидратов в твердеющем цементном камне и, возможно, они проявляют свойства химически активного вещества.

Одинаковые тенденции в процессе сорбции воды твердеющим цементным камнем (бетоном в целом) без и в присутствии минеральной добавки, установленные по изменению массы образцов, свидетельствуют о стабильности структуры и идентичности закономерностей ее формирования при условиях твердения в неагрессивной и благоприятной среде.

В условиях испытаний эксплуатации при попеременном увлажнении-высушивании изготовление бетона на портландцементе с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева снижает его устойчивость, что проявляется в более высоком темпе снижения прочности бетона.

В процессе циклического увлажнения-высушивания растет водопоглощение бетона, как отражение роста открытой (сообщающейся) макрокапиллярной пористости, что может сопровождаться снижением морозостойкости бетона на портландцементе с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Батяновский, Э.И. Гранитный отсев РУПП «Гранит» - направления использования и свойства / Э.И. Батяновский; А.В.

Смоляков, П.В. Рябчиков // Строительная наука и техника -2008 - №5(20). –С.7-15.;

2. Батяновский, Э.И. Свойства цемента и цементного камня с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева / Э.И. Батяновский; А.А. Дрозд, А.В. Смоляков // Строительная наука и техника -2009 -№1. –с.73-79.;

3. Мощанский Н.А. Плотность и стойкость бетонов. – М.: Госстройиздат, 1961.

4. Горчаков Г.И., Капкин М.М., Скрамтаев Б.Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. – М.: Стройиздат, 1965.

5. Юнг В.Н., Бут Ю.М., Журавлев В.Ф., Окоороков С.Д. Технология вяжущих веществ. – М.: Промстройиздат, 1952.

6. Цытович Н.А., Сумгин М.И. Основания механики мерзлых грунтов. – М.: Изд. АН СССР, 1937.

7. Лыков А.В. Теория сушки. М.: Госиздат, 1968.

8. Дубинин М.М. Пористая структура и свойства материалов. RILEM – JURAS. Международный симпозиум. Прага, 1973.

9. Дерягин Б.В. Упругие свойства тонких слоев воды. Ж-л физической химии, т.3, вып. 1, 1932.

10. Федякин Н.Н. О температурном расширении воды в микрокапиллярах. Доклады АН СССР, т. 138, № 6, 1961.

11. Иванов Ф.М. Коррозионные процессы и стойкость бетона в агрессивных средах. –Автореф. дис. на соиск. ученой степени доктора технич. наук, 1969.

12. Ступаченко П.П. Структурная пористость и ее связь со свойствами цементных, силикатных и гипсовых материалов. Тр. Дальневосточного политехнического ин-та им. В.В. Куйбышева. Т.63, вып. 1. Владивосток, 1964.

13. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н. и др. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. – М.: Стрйиздат, 1980. – 536 с.

14. Лещинский М.Ю. Испытание бетона: Справ. Пособие. – М.: Стройиздат, 1980. – с. 286-289.

15. Дементьев Г.К. Условие долговечности бетона и железобетона. – Куйбышев: Куйбышевское книгоиздат, 1955- 120 с.

16. Попов Н.Д., Невский В.А. К вопросу об усталости бетона при многократных циклах чередующихся воздействий окружающей



среды. Тр. МИСИ им. В.В. Куйбышева. Сб. № 15. – М., 1957.- С. 73-90.

17. Шестоперов С.В. и др. Цементный бетон в дорожном строительстве. – М.: Дориздат, 1950. – 132 с.

18. Стольников В.В. Исследования по гидротехническому бетону. – М.: - Л.: Госэнергоиздат. 1953. – 330 с.

19. Конопленко А.И. К вопросу теории морозостойкости бетона. В сб. тр. Ростовского инженерно-строит института. Вып. XII. – Ростов –на-Дону, 1958.

20. Мощанский Н.А. Повышение стойкости строительных материалов и конструкций, работающих в условиях агрессивных сред. – М.: Госстандарт, 1962. – 235 с.

21. Collins A. The destruction of concrete by frost, Institute of Civil Engineers 1944 nov.p.5412.

22. Powers T. A working hypotesis for further studies of frost resistance of concrete. J. Am. Coner. Inst., 1945, № 4, v. 16.

23. Powers T., HelmuthR. Theory of volume changes in hardened portland – cemnt paste during freezing/ Proceedings Hig way Research Board, 1953, v. 32.

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.01

**ИМИТАЦИОННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ РЕСУРСА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЮ ХЛОРА**

*СТЕПАНОВА А.В., ТАЛЕЦКИЙ В.В., ШЕВЧЕНКО Д.Н.*

Белорусский государственный университет транспорта  
Гомель, Беларусь

**Постановка задачи**

Одной из распространенных моделей предельного состояния железобетонных конструкций (ввиду инициирования коррозии арматуры из-за воздействия хлора) является DuraCrete-модель [1]

$$C_X = C_{SN} \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_a t}} \right), \quad (1)$$

Она позволяет учитывать толщину защитного слоя бетона  $x$ , коэффициент диффузии хлора  $D_a(t)$ , критическую концентрацию и поверхностное содержание хлора  $C_{SN}$ , время воздействия  $t$ . Каждый из воздействующих факторов может быть еще более детализирован. Например, коэффициент диффузии хлора  $D_a(t)$  в каждый момент времени определяется условиями изготовления, условиями окружающей среды, начальным коэффициентом диффузии хлора, временем измерения начального коэффициента диффузии, возрастом бетона:

$$D_a t = D_a t_0 \left( \frac{t_0}{t} \right)^n = k_c k_e k_t D_0 \left( \frac{t_0}{t} \right)^n, \quad (2)$$

где  $k_c$  – коэффициент, учитывающий влияние изготовления (параметр материала);  $k_e$  – коэффициент, учитывающий влияние окружающей среды (параметр внешней среды);  $k_t$  – коэффициент, учитывающий влияние метода испытаний (параметр метода испытаний);  $D_0$  – начальный коэффициент диффузии хлора, определенный при стандартных условиях, стандартным методом (параметр материала),  $\text{м}^2/\text{с}$ ;  $t_0$  – эталонное время, при котором измерен  $D_0$ , с;  $n$  – фактор возраста (параметр внешней среды и материала).

По критерию проникновения хлоридов к арматуре вероятность ресурсного отказа железобетонных конструкций определяется вероятностью того, что на глубине залегания арматуры  $x$  фактическая концентрация хлоридов  $C_X$  превысит критическую  $C_{\text{крит}}$ :

$$P_{\text{отказа}} = P C_X < C_{\text{крит}} \quad , \quad (3)$$

Многие учитываемые факторы DuraCrete-модели являются стохастическими, в простейшем стационарном случае – случайными величинами с заданными законами распределения. При этом аналитическое решение прямой задачи определения вероятности ресурсного отказа и обратной задачи определения гамма-процентного ресурса железобетонных конструкций затруднено большим количеством учитываемых факторов (всего 17 факторов). Законы распределения воздействующих факторов подчиняются произвольным распределениям, а функции их влияния, как правило, нелинейные. Возможным способом решения поставленных задач является имитационное моделирование и метод Монте-Карло [2]. Основной проблемой этого метода является сложность компьютерной реализации. Целью данной работы является разработка специализированных программных средств автоматизации имитационного моделирования.

### **Средства автоматизации моделирования**

В работе предлагается программный комплекс автоматизации имитационного моделирования «СМ-ДЭС» [3], в котором для решения поставленных задач задействованы следующие три модуля. Первый модуль отвечает за генерацию случайных величин. В нем реализованы подпрограммы генерации базовой случайной величины, подчиняющейся равномерному закону распределения на отрезке  $[0; 1]$ , а также подпрограммы моделирования основных типовых

распределений случайных величин (нормального, бета, гамма, Вейбулла, треугольного, трапецидального, Лапласа, арксинуса, Пуассона и др.) и произвольного распределения, заданного гистограммой (рисунок 1).

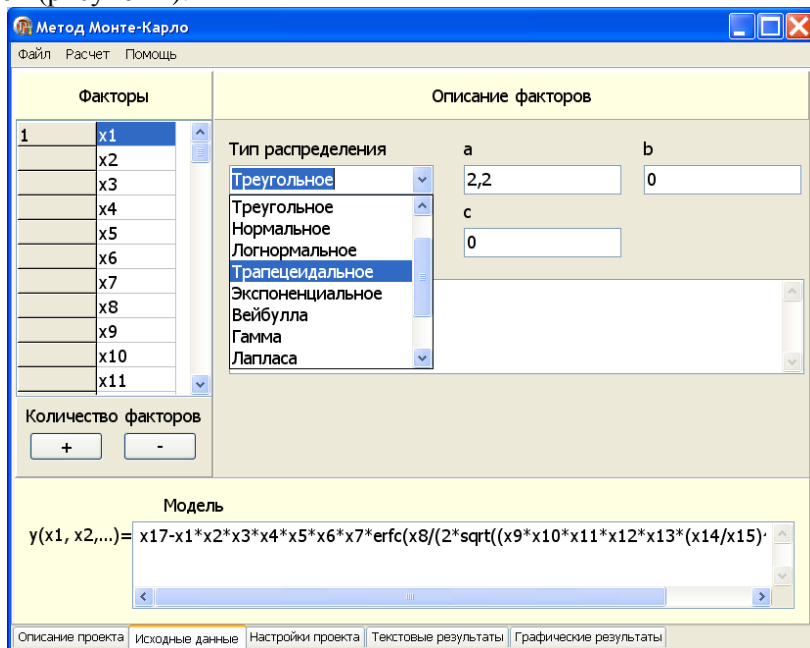


Рисунок 1. Основная форма программы «Монте-Карло» пакета СМ-ДЭС с указанием моделируемых распределений случайных величин

В качестве алгоритмов генерации базовой случайной величины предлагается использовать линейный конгруэнтный метод, реализованный в системе программирования Delphi, а также алгоритмы «Marsaglia Multicarry», «Xorshift» и «вихрь Мерсенна», имеющие лучшие статистические свойства по критериям совпадения моментов и независимости элементов генерируемой числовой последовательности в сравнении с конгруэнтным методом (рисунок 2).

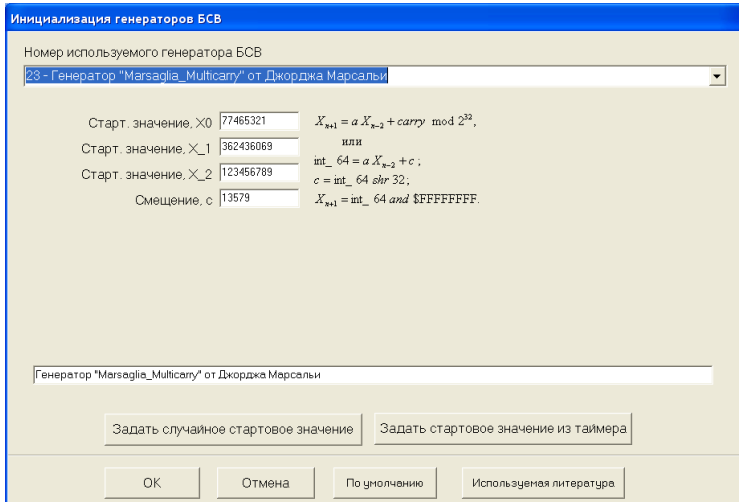


Рисунок 2. Настройки генераторов базовой случайной величины

Второй модуль пакета СМ-ДЭС – вычислительный – отвечает за функциональные преобразования с множеством влияющих случайных величин. Поскольку исследуемые модели могут включать сколь угодно сложные и разнообразные математические преобразования, то в качестве вычислительного модуля было решено использовать ядро символьных вычислений пакета компьютерной математики Maple. Для взаимодействия программы «СМ-ДЭС», написанной в среде программирования Delphi, с ядром Maple используется стандартная технология OpenMaple и дополнительная библиотека преобразования типов данных.

Третий модуль пакета СМ-ДЭС занимается анализом результатов статистических испытаний – оценкой основных числовых характеристик, в том числе квантилей распределения случайных величин и вероятностей событий.

Первоначально программа СМ-ДЭС формирует текстовую строку, соответствующую исследуемой модели – математическую функцию  $F(x_1, x_2, \dots, x_n)$  множества аргументов, записанную на языке Maple. Для получения очередной реализации метода Монте-Карло разыгрывается случайный вектор  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ . Его значения передаются в ядро Maple с запросом на вычисление вещественной

функции  $F(x_1, x_2, \dots, x_n)$ . Процедура повторяется указанное число раз с последующим статистическим анализом результатов.

### Результаты вычислений

Для значений влияющих факторов, характерных для эксплуатации железобетонных балок путепроводов в Республике Беларусь, в пакете СМ-ДЭС была построена модель проникновения хлоридов

$$R = C_{\text{ед}} - C_X \quad (4)$$

и определены значения вероятностей ресурсного отказа в течение различного срока эксплуатации для различных значений толщины защитного слоя бетона (рисунок 4). При этом состоянию ресурсного отказа соответствуют отрицательные значения  $R$  в выражении (3), т.е. когда фактическая концентрация хлоридов  $C_X$  на глубине  $x$  превышает критическую концентрацию  $C_{\text{крит}}$ .

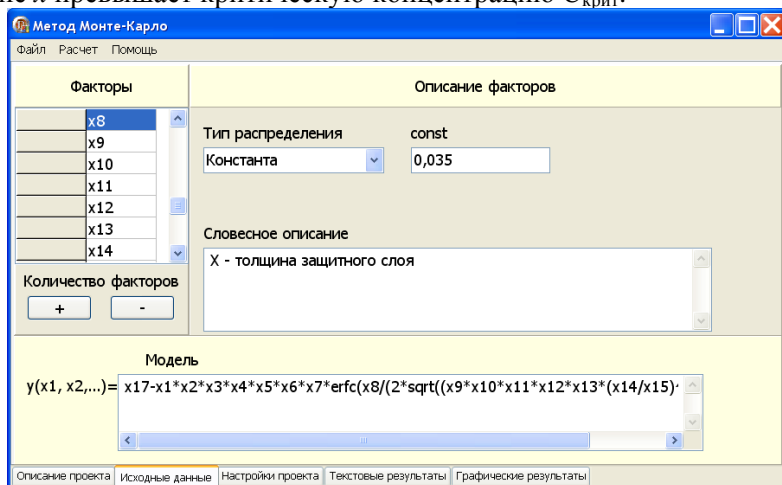


Рисунок 3. Задание исходной модели в СМ-ДЭС

Результаты вычисления вероятности ресурсного отказа в течение  $t = 1$  года для толщины защитного слоя бетона  $X = 0,035$  м представлены на рисунках 4 и 5. Ни одна из 100 тыс. реализаций величины  $R$  не приняла отрицательного значения, следовательно, оценка вероятности ресурсного отказа равна 0.

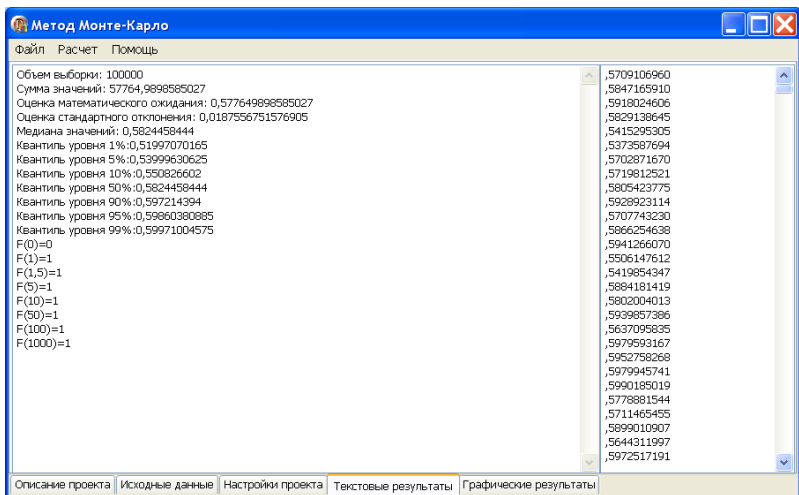


Рисунок 4. Результаты моделирования в СМ-ДЭС ( $t = 1$  год,  $X = 0,035$  м)

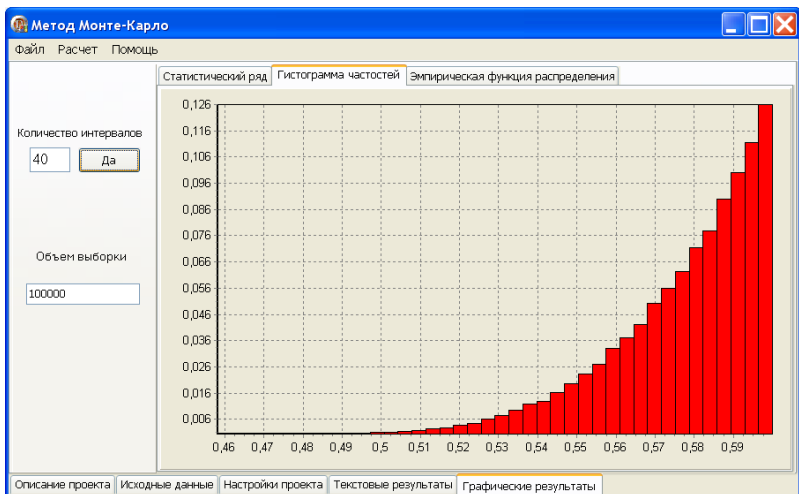


Рисунок 5. Гистограмма значений разности критической и фактической концентрации хлоридов ( $t = 1$  год,  $X = 0,035$  м)

При этом оценка вероятности ресурсного отказа в течение 10 лет составила 0,00121 (рисунки 6 и 7), а в течение 20 лет – 0,0678 (рисунки 8 и 9).

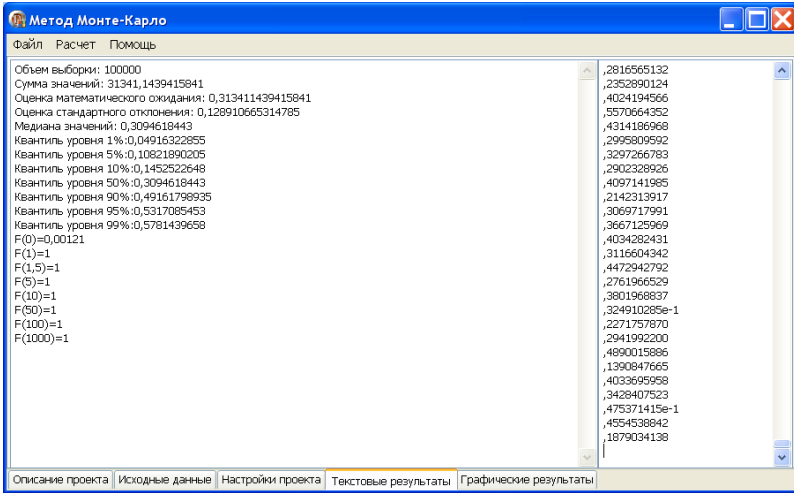


Рисунок 6. Результаты моделирования в СМ-ДЭС ( $t = 10$  лет,  $X = 0,035$  м)

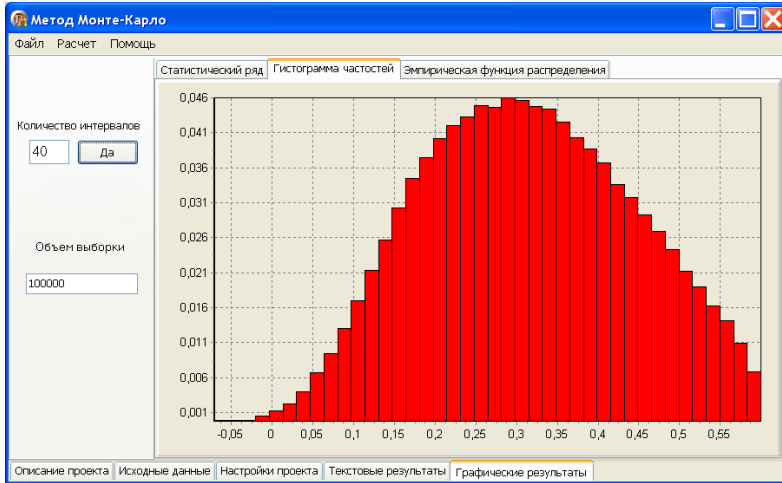


Рисунок 7. Гистограмма значений разности критической и фактической концентрации хлоридов ( $t = 10$  лет,  $X = 0,035$  м)



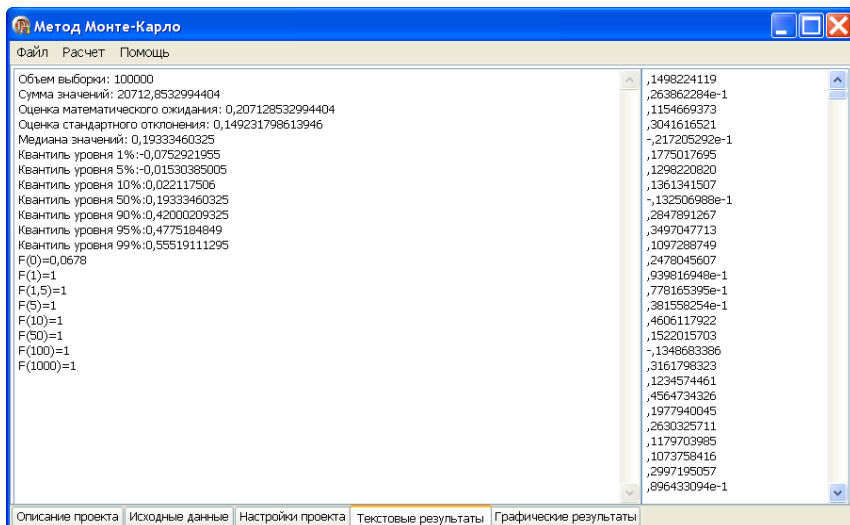


Рисунок 8. Результаты моделирования в СМ-ДЭС ( $t = 20$  лет,  $X = 0,035$  м)

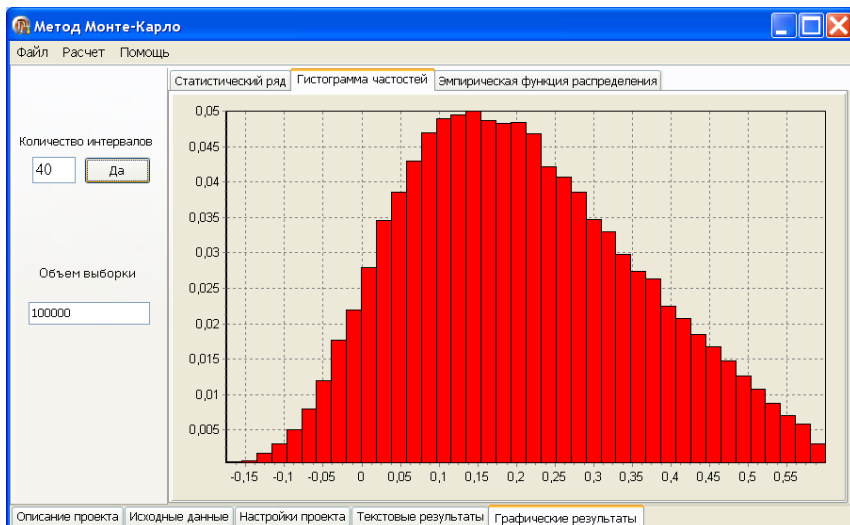


Рисунок 9. Гистограмма значений разности критической и фактической концентрации хлоридов ( $t = 20$  лет,  $X = 0,035$  м)

При уменьшении толщины защитного слоя бетона до  $X=0,02$  м оценки вероятностей ресурсного отказа в течение 1, 10 и 20 лет составляют соответственно 0; 0,29952 и 0,58863.

### **Заключение**

Подобным образом с помощью имитационного моделирования в пакете СМ-ДЭС может быть оценена вероятность ресурсного отказа по критерию проникновения хлоридов к арматуре различных железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивной среды. При этом может быть решена и обратная задача определения гамма-процентного ресурса – ресурса конструкций, обеспечиваемого с заданной вероятностью  $\gamma$ .

Предлагаемый программный комплекс успешно решает поставленные задачи, позволяет уточнять и еще более детализировать влияние на ресурс железобетонных конструкций различных факторов.

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. DuraCrete (2000b), Statistical quantification of the Variables in the Limit State Functions, Document BE95-1347/R9, The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, CUR, Gouda, 2000.
2. Кельтон, В. Имитационное моделирование. Классика CS. 3-е изд. / В. Кельтон, А. Лоу. – СПб.: Питер; Киев: Издательская группа BHV, 2004. – 847 с.
3. Максимей, И.В. Имитационное моделирование случайных процессов в СМ-ДЭС / И.В. Максимей, Д.Н. Шевченко // Математические машины и системы, № 3, 2010. – С. 141-152.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 666.972.69; 691.32

**ВЗАИМОСВЯЗЬ ВОДОПОГЛОЩЕНИЯ И  
МОРОЗОСТОЙКОСТИ БЕТОНА С КРУПНОСТЬЮ  
МЕЛКОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ**

*ФЕДОРОВИЧ П.Л., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение**

В результате выполненных в БНТУ исследований был разработан вариант обогащения природных мелких песков крупными фракциями гранитного отсева ( $\geq 0,5$  мм) для повышения его качества как мелкого заполнителя для бетона.

Технология обогащения мелкозернистых песков переработанным гранитным отсевом практически отработана [1,2,3]. Выполненные исследования преемственны по отношению к общепризнанным результатам работ ученых Беларуси: И.Н. Ахвердова [4], Н.П. Блещика [5], А.Я. Барташевич [6], по оптимизации зернового состава смеси заполнителей с целью минимизации расхода цемента при обеспечении требуемых технологических свойств бетонной смеси и качественных характеристик бетона.

**Технология обогащения песка**

Нами предложен вариант обогащения мелкозернистых природных песков на стадии приготовления бетонных смесей, путем раздельного дозирования и введения в бетоносмеситель требуемых по

расчету долей исходного (обогащаемого) песка и крупной фракции (фактически – смеси фракций  $\geq 0,5$  мм) гранитного отсева. Формирующаяся в процессе смешивания компонентов бетона (дозированных по традиционно принятой схеме или последовательности) “гранулометрия” песка в этом случае точно соответствует принятой по расчету. Дозирование долей исходного песка и крупной фракции отсева осуществляют либо последовательно (дозатором песка) либо, при наличии дополнительного дозатора, одновременно. Единственным дополнением при реализации данного варианта технологии обогащения является необходимость раздельного хранения, подачи и дозирования крупной фракции отсева.

### **Влияние “крупности” песка на физико-механические свойства бетона**

Анализ работ в области морозостойкости бетона [7-11 и др.] показывает, что основным структурным фактором повышения его способности сопротивляться морозной деструкции является снижение капиллярной (открытой, сообщающейся) пористости, которая характеризуется размерами сечений капилляров более  $0,1$  мкм или  $> 1000\text{Å}$ .

Общие тенденции влияния заполнителей для бетона на морозостойкость последнего в целом известны и связаны с их структурой (плотные-пористые), качеством (наличие пылевидных, глинистых и подобных фракций), дисперсностью (мелкозернистые пески) и пр. Однако конкретные данные по возможному влиянию рассматриваемого в настоящих исследованиях приему обогащения песка гранитным отсевом в научно-технической литературе отсутствуют.

Поэтому необходимо проведение соответствующих экспериментов, а их результаты приобретают существенность и важность для оценки возможных последствий применения гранитного отсева в цементных бетонах и для выработки соответствующих рекомендаций по правилам его применения в качестве обогащающих фракций для природных песков, как для бетона (изделий, конструкций) общестроительного назначения, так и при повышенных требованиях к нему по эксплуатационным свойствам и долговечности.

Результаты экспериментальных исследований, представленные далее, получены в варианте сравнения уровня показателей прочности на сжатие, водопоглощения, морозо- и солестойкости образцов

тяжелого бетона (куб с ребром 100 мм), приготовленных на природном песке с  $M_k = 1,0$  и обогащенном до  $M_k = 2,0; 2,5; 3,0$  и  $3,5$  переработанным гранитным отсевом, т.е. его крупными фракциями ( $\geq 0,63$  мм) с долевым соотношением по табл. 2, при соблюдении правила “прочих равных условий”. Для испытаний использовали “стандартизированный” состав бетона по оценке эффективности химических добавок по ГОСТ 30459-96: вяжущее — ПЦ 500 Д20 ( $K_{нг} \sim 0,265$ ; активность  $\sim 49,0$  МПа); характеристики составов — таблица 1.

**Таблица 1. Характеристика составов бетона для испытаний**

№ состава бетона	Номинальный расход материалов, кг/м <sup>3</sup>					$\rho^0$ бетонной смеси, кг/м <sup>3</sup>	ОК, см	
	цемент	щебень фр. 5-20	Мелкий заполнитель, кг			Вода (В/Ц)		факт.
			Песок	Отсев	$M_k$ , д.ед.			
1	350	1150	700	–	1,0	190 (0,54)	2412	$\approx 3$
2	350	1150	492	208	2,0	175 (0,5)	2447	$\approx 3$
3	350	1150	389	311	2,5	175 (0,5)	2460	$\approx 3$
4	350	1150	288	412	3,0	175 (0,5)	2483	$\approx 2,5$
6	350	1150	185	515	3,5	175 (0,5)	2495	$\approx 2,5$

*Водопоглощение бетона*, характеризующее наличие и объем открытой (сообщающейся) пористости бетона, одновременно дает информацию для прогноза его морозостойкости, т.к. последняя непосредственно зависит от количества «поглощаемой порами» бетона воды.

Водопоглощение бетона по массе определили по стандартной методике ГОСТ 12730.3-84 с начальным насыщением (серий из 3-х образцов (куб с ребром 100 мм; возраст – 28 сут. нормально-влажностного твердения) до постоянной массы и последующим высушиванием до постоянной массы. Водопоглощение по объему рассчитано по методике указанного стандарта с учетом  $\rho^0$  бетона в сухом состоянии.

Результаты испытаний, приведенные в таблице 2, свидетельствуют о непосредственной взаимосвязи показателя водопоглощения бетона с качеством мелкого заполнителя, при прочих равных условиях. Очевидно, что уменьшение доли природного тонкого (с развитой удельной поверхностью) песка в обогащаемом мелком заполнителе сопровождается повышением плотности бетона и закономерно отражается в снижении его водопоглощения. Свою часть эффекта вносит нарастающее улучшение гранулометрии, т.е. более рациональное сочетание фракций разных размеров, с увеличением доли крупных фракций щебня в обогащаемом материале. В целом, это способствует более плотной взаимной укладке зерен заполнителя в бетоне и росту качества (плотности) структуры в процессе и по результату его виброуплотнения. Как уже отмечалось, возрастает средняя плотность бетона, а по рассматриваемому эксперименту это отражается снижением  $W_m$  и  $W_0$ .

**Таблица 2. Водопоглощение бетона по массе ( $W_m$ , %) и по объему ( $W_0$ , %)**

№ состава по табл. 6	Характеристики песка:			$W_m$ , %	$W_0$ , %	Изменение $W_m$ , в %-х от $W_m$ , бетона состава № 1
	$M_k$ , д.ед.	Содержание, кг				
		песка	отсева			
1	1,0	700	-	4,55	~ 10,6`	100
2	2,0	492	208	3,4	~ 8,0	74,7
3	2,5	389	311	3,25	7,6	78,0
4	3,0	288	412	2,6	6,2	57,1
5	3,5	185	515	2,45	5,9	53,8

При этом снижение водопоглощения очень значительно:  $4,55/2,45 \sim 1,86$  раза для бетона на обогащенном песке повышенной крупности.

Величины водопоглощения бетона по объему ( $W_0$ ) примерно отражают количество свободной воды, которое «поглотит» высушенный материал единицей объема (л;  $m^3$ ), т.е. от ~ 106 л до 59 л ( $m^3$  для составов бетона № 1 и № 5 по таблице 2. А это одна из важнейших причин деструкции бетона при замораживании-оттаивании. На этом

основании можно ожидать существенного повышения морозостойкости бетона на обогащенном песке.

*Морозостойкость бетона* определили ускоренным методом по ГОСТ 10060-95 или 3-им методом: с насыщением, замораживанием (при  $T = -55$  (-60) °C) и оттаиванием в 5 % растворе NaCl ( $t \sim 18^\circ\text{C}$ ).

Этот метод (применяемый для «дорожного» бетона) использовали с целью ускорения процесса испытаний, ровно как и то, что испытаниям подвергали образцы бетона (кубы с ребром 100 мм) не в проектном возрасте, а пропаренные по режиму п. 1, с обеспечением  $\geq 70$  % прочности от проектного возраста.

Как показали результаты экспериментов использование ускоренного метода оказалось оправданным т.к. морозостойкость бетона на обогащенном гранитным отсевом песке оказалась достаточно высокой и, очевидно, что продолжительность испытаний по базовому для бетона общестроительного назначения методу составила бы более 1-го года.

Кроме этого, абсолютные значения показателя морозостойкости в исследованиях не существенны, хотя и представляют интерес для оценки ожидаемой морозостойкости бетона «стандартизированного» состава на обогащенном песке. Более важны и значимы относительные результаты, или данные сравнения морозостойкости бетона на природном тонком ( $M_k \sim 1,0$ ) песке и при разной степени его обогащения крупными фракциями отсева (до  $M_k = 2,0; 2,5; 3,0$  и  $3,5$ ) при соблюдении правила прочих равных условий дал всех серий образцов. Та как именно эта разница определяет эффективность приема «обогащения» зернового состава мелкого заполнителя для бетона.

В процессе испытаний контролировали изменения массы и прочности образцов бетона составов № 1 – № 5 (таблицы 3 и 4).

*Изменения массы образцов в процессе испытаний.* В соответствии с положениями ГОСТ 10060-95 для бетона общестроительного назначения потери массы в процессе испытаний на морозостойкость не нормируется. Однако в исследовательских целях важно отследить изменение массы образцов в процессе испытаний, т.к. это характеризует развитие деструктивных процессов.

Из данных таблицы 3 видно, что образцы состава № 1 (на тонком песке) теряют массу с началом испытаний. Масса образцов бетона всех остальных составов медленно и стабильно возрастает до 4-5

(150-200) циклов замораживания-оттаивания. После 5 (200) циклов прирост массы прекращается, и она начинает снижаться (округляются ребра образцов), что отражает начало деструктивных процессов в бетоне. Отмеченные изменения массы интенсивнее проявляются с повышением крупности обогащенного песка – составы № 4 и № 5 ( $M_k = 3,0$  и  $M_k = 3,5$ ).

Начальный рост массы за счет поглощения воды свидетельствует об углублении процессов гидратации и твердения цемента и связанных с ними процессов перераспределения воды затворения и проявления эффекта разрежения (вакуума) в твердеющем цементном камне, что обуславливает «подсос» дополнительного количества жидкости. В дальнейшем увеличение массы связано, с одной стороны, с продолжением гидратационного процесса, с другой - с развитием дефектов структуры под влиянием деструктивных факторов [7-11].

**Таблица 3. Изменение массы образцов при испытаниях на морозостойкость**

№ состава	Характеристики песка:			Масса образцов (г) после количества циклов:						
	M <sub>к</sub> д.ед	Содержание, кг		0	2 (75)	3 (100)	4 (150)	5 (200)	8 (300)	12 (400)
		песка	отсева							
1	1,0	700	–	2460	2440	2380	–	–	–	–
2	2,0	492	208	2510	2514	2503	2492	2450	–	–
3	2,5	389	311	2510	2516	2520	2500	2480	–	–
4	3,0	288	412	2510	2513	2520	2520	2504	2490	–
5	3,5	185	515	2560	2570	2580	2570	2570	2540	2520

*Изменения прочности образцов бетона в процессе испытаний.* В таблице 4 приведены данные об изменениях прочности бетона в процессе испытаний на морозостойкость, из которых следует, что бетон состава № 1 (на тонком природном песке,  $M_k = 1$ ) выдержал 3 цикла ускоренных испытаний (соответствует марке «F100»), № 2 выдержал 5 циклов ускоренных испытаний или 200 циклов испытаний по базовому методу для бетона общестроительного назначения,



а образцы составов № 3, № 4 и № 5 выдержал и 8 ускоренных циклов (или 300 циклов базовых испытаний).

**Таблица 4. Прочность бетона в процессе испытаний**

№ состава	Характеристики песка:			Прочность бетона, МПа, через количество циклов:							Процент снижения $f_{cs}$ , %
	$M_k$ , д.ед	Содержание, кг		0	2 (75)	3 (100)	4 (150)	5 (200)	8 (300)	12 (400)	
		песка	отсева								
1	1,0	700	–	24,5	24,0	23,4	–	–	–	–	4,5
2	2,0	492	208	29,7	30,2	30,9	30,0	28,9	–	–	3
3	2,5	389	311	31,2	32,2	32,4	33,5	31,8	30,0	–	4
4	3,0	288	412	32,8	33,3	34,1	33,9	33,2	31,6	30,2	9
5	3,5	185	515	32,9	33,6	34,3	34,8	34,9	33,7	30,5	7

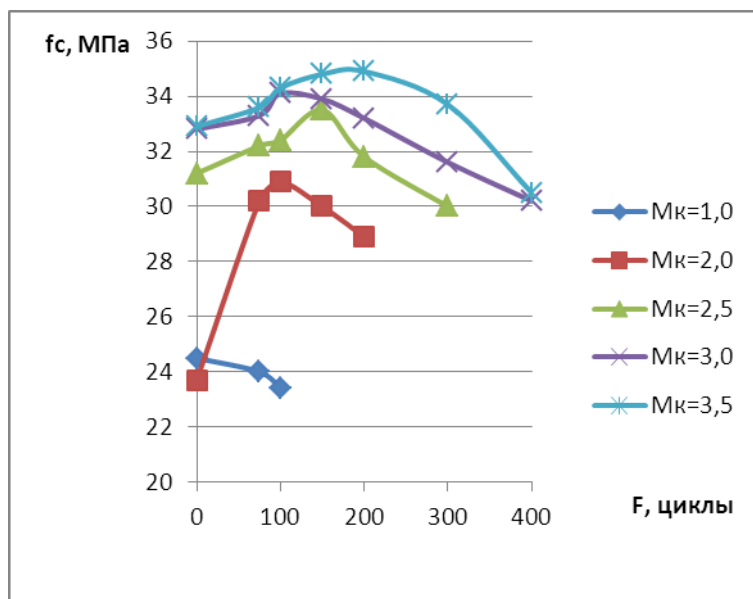


Рисунок 1. Тенденция изменения прочности бетона при испытаниях на морозостойкость

## Вывод

Таким образом, прием обогащения природного тонкого, характеризующегося  $M_k = 1,0$  песка может обеспечить 2-3-х кратное повышение морозостойкости бетона. А в более общем плане совместное сочетание местного природного песка с обогащением его зернового состава крупными фракциями гранитного отсева может обеспечить производство любых типов изделий, к которым предъявляют повышенные требования по морозостойкости, включая бетоны и изделия специальных видов строительства. В частности, дорожно-мостового, гидротехнического, аэродромного и приравненных к ним по испытаниям на морозостойкость в солевой среде - тротуарных (и иных) плит, бортовых камней и др.

Этот вывод основывается на том, что данные таблицы 4 получены для образцов бетона, испытания которых были начаты сразу после пропаривания. То есть, в условиях, когда бетон характеризовался прочностью  $\sim 70\%$  от прочности в 28 сут., т.е. проектного возраста. Несмотря на это образцы составов № 3, № 4 и № 5 ( $M_k \sim 2,5 \dots 3,5$ ) обеспечили морозостойкость на уровне 300 циклов базовых испытаний. При этом, составы № 4 и № 5 несколько «неотянули» до марки «F400». Очевидно, что при условии стандартных испытаний образцов проектного возраста из бетона, приготовленного на обогащенном песке с  $M_k \geq 2,5$ , они обеспечили бы показатель морозостойкости (в водной среде по первому базовому методу для бетонов общестроительного назначения) не менее «F400». Этот уровень морозостойкости бетона практически удовлетворяет всем возможным вариантам конструкций общестроительного назначения.

Что касается специальных бетонов, то показатель морозостойкости должен оцениваться по конкретным его составам с учетом конкретных требований по этому показателю к строительным конструкциям.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Смоляков А.В Научно-технические основы технологии полного использования гранитного отсева в бетонах/ А.В. Смоляков, П.Л. Федорович, Э.И. Батыновский // Строительная наука и техника. Научно-технический журнал — Минск, 2011. – С35-41

2. Федорович П.Л. Теоретические и практические основы минимизации содержания цемента в бетоне путем формирования оптимального зернового состава/ П.Л. Федорович, А.М. Корсун, Д.Л. Титков, Д.О. Гребенек // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов европейского союза в области строительства. Международный научно-методический семинар — Минск, 2012– С155-165
3. Батяновский Э.И. Эффективность “глубокой” переработки гранитного отсева РУПП «Гранит»/ Э.И. Батяновский, А.А. Дрозд, П.Л. Федорович, А.В. Смоляков// Строительная наука и техника. Научно-технический журнал — Минск, 2012. – С38-43
4. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. – М.: Стройиздат, 1981. – 464 с.
5. Блещик Н.П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и пресс-вакуум бетона. – Минск: Наука и техника, 1977. – 230 с.
6. Барташевич А.Я. Исследование структурно-технических свойств бетонной смеси, уплотненной прессованием и вакуумированием: Автореф. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.05/ИСиА Госстрой БССР. – Минск, 1973. – 37 с.
7. Горчаков Г.И., Капкин М.М., Скрамтаев Б.Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. – М.: Стройиздат, 1965.
8. Конопленко А.И. К вопросу теории морозостойкости бетона. В сб. тр. Ростовского инженерно-стр. института. Вып. XII. - Ростов-на-Дону, 1958.
9. Collins A. The destruction of concrete by frost, Institute of Civil Engineers 1944 nov.p.5412.
10. Powers T. A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. J. Am. Coner. Inst., 1945, № 4, v. 16.
11. Powers T., Helmuth R. Theory of volume changes in hardened portlandcement paste during freezing/ Proceedings Hig way Research Board, 1953, v. 32.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 691

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЕВРОПЕЙСКОГО ОПЫТА  
СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ФАЛЬЦЕВОЙ КРОВЛИ В  
РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ**

*ХОТЬКО А.А., СТАРОВОЙТОВ С.Н., ДЕЛЕНДИК С.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

*БОСОВЕЦ С.А.*

РУП «Минсктиппроект»

Фальцевая кровля – это металлическая кровля, в которой соединения отдельных элементов покрытия (картин) выполнены с помощью фальцев. Картина – элемент кровельного покрытия, у которого кромки подготовлены для фальцевого соединения.

Фальц – вид шва, образующегося при соединении листов металлической кровли. Различают фальцевые соединения кровли лежащие и стоячие, одинарные и двойные. Боковые длинные края полос стали, идущие вдоль ската, соединяют стоячими фальцами, а горизонтальные – лежащими. Фальцевые кровли выполняются (закатываются) либо вручную специальным инструментом, либо более современным способом – специальными электромеханическими закаточными устройствами [1]. Одинарный стоячий фальц может выполняться в виде самозащелкивающегося фальца. Важно, что для со-

единения таких панелей не требуется специальный инструмент – достаточно простого нажатия.

Фальцевая кровля – это один из наиболее прогрессивных видов металлической кровли, обеспечивает полную герметизацию кровли. Скрытая под фальцем система крепления гарантирует отсутствие протечек и не нуждается в сквозных отверстиях. Здесь нет ни резиновых уплотнителей, ни клеевого шва, все скрыто внутри завернутого несколько раз, в ребре, металла. Ребра, образованные системой фальцевания обеспечивают дополнительную жесткость покрытия и направление воды или снега по продольным линиям, исключая боковое стекание или сползание снега. И наконец, кровельные работы можно выполнять на крышах любой сложности

Наиболее герметичным и влагонепроницаемым является двойной стоячий фальц – это продольное соединение, выступающее над плоскостью фальцевой кровли между двумя прилегающими кровельными картинами, кромки которых имеют двойной загиб. При устройстве металлических крыш двойной стоячий фальц использовался как в России, так и в Западной Европе с конца XIX века. В отличие от одинарного фальца, он, хотя и являлся более надежным, но сложнее изготавливался. Поэтому во времена СССР почти отказались от его применения. После того, как были разработаны специальные станки и инструменты, облегчающие работу кровельщика (закаточные машины, гибочные и фальцепрокатные станки и др.), двойной стоячий фальц стал применяться в качестве основного. На сегодняшний день фальцевые кровли в западных странах выполняются в основном с применением двойного стоячего фальца [2].

Рулонная технология называется так, потому что кровельные картины изготавливаются непосредственно на строительных площадках из металла, доставленного в рулонах, и могут иметь практически любую длину. Именно это позволяет избежать поперечных (лежачих) фальцев и, соответственно, основных мест протечек. Соединение кровельных картин осуществляется, как правило, в двойной стоячий фальц. Для применения рулонной технологии необходимо современное оборудование, включающее станки для раскроя металла, специальные гибочные и закаточные машины и др. Рулонная технология является наиболее прогрессивной и дает возможность устраивать современные фальцевые кровли как из простой оцинкованной рулонной стали, так и из алюминия [3].

Системы металлической кровли RIB-ROOF фирмы «Zambelli», поставщиком которой в Республику Беларусь является фирма «Ферабуд» (г. Минск) – это совершенствование традиционной, распространенной системы стоячего фальца в ходе технологического прогресса в технике роликового формования. Производство профилей осуществляется на одном из самых современных заводов Германии.

Сфера использования системы RIB-ROOF простирается от однослойных, не утепленных кровель с продольной вентиляцией до не вентилируемых кровельных конструкций с теплоизоляцией. Профили могут укладываться на прогоны или на сплошную опору [4].

Металлическая кровельная система RIB-ROOF для универсального использования монтируется с помощью фирменных клип-опор, гарантирующих непроницаемость кровли и экономит время монтажа. Не требуется предварительный монтаж клип-опор и машинная отбортовка профилей. Монтаж кровли на собственных контактных пружинных зажимах дает возможность свободного продольного удлинения профилей, вызванного температурой. Профиль производится с желаемой длиной, обусловленной объектом применения. Таким образом, поверхности кровли любого порядка величины от конька до свеса, как правило, могут укладываться без поперечного стыка. Полосы с избыточной длиной начиная с 33 м, при необходимости, профилируются на мобильных роликовых формовочных установках прямо на строительной площадке. Монтаж может осуществляться даже при низких температурах.

Профили RIB-ROOF изготавливаются из алюминия, могут быть изогнутыми или коническими и поставляются в вариантах шириной 465 и 500 мм (специальные варианты: 400 и 333 мм) толщиной 1,0 мм (рис. 1) [4]. Полная номенклатура предварительно изготовленных элементов принадлежности позволяет гибкое, эффективное планирование и быстрый, высокоточный монтаж. Все принадлежности монтируются на перегородке профиля без прохождения сквозь крышу (рис. 2).

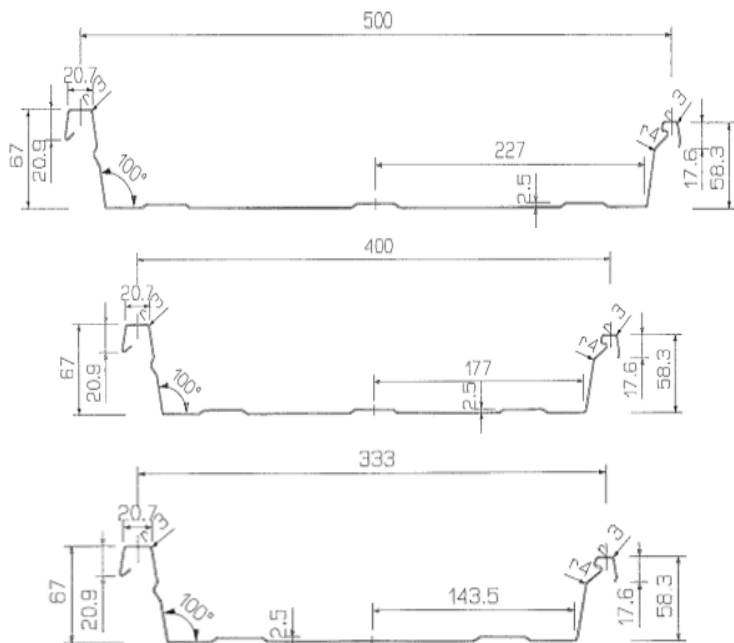


Рисунок 1. Геометрические характеристики алюминиевой кровли RIB-ROOF Speed 500

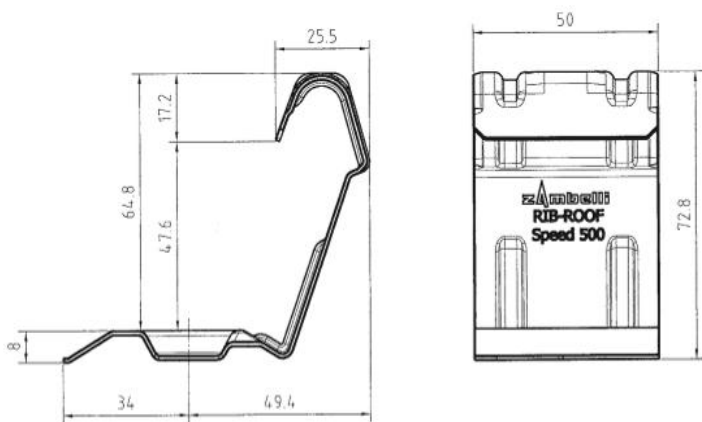


Рисунок 2. Геометрические характеристики клип-опоры

Для системы металлической кровли RIB-ROOF возможны все несущие нижние конструкции для утепленных и холодных крыш в

качестве конструкции кровли: трапециевидные профили, деревянная обрешетка, деревянная опалубка ( $t =$  не менее 24 мм), стальные прогоны, пористый бетон или железобетон. Минимальный наклон кровли 1,5 ° (2,6 %) для кровель без поперечных стыков. Требуемый минимальный наклон кровли увеличивается для кровель с поперечными стыками и/ или отверстиями в крыше (например, световые купола) до 2,9 ° (5 %) [4].

Профиль RIB-ROOF с контактным фальцем более открыт для диффузии, чем системы с машинной отбортовкой или традиционные покрытия с угловым или двойным стоячим фальцем. Процесс монтажа кровли достаточно прост. Устанавливается первый ряд зажимов, вдвигается малое ребро первого профиля в зажим и поворачивается вниз на нижнюю конструкцию, после чего каждый профиль фиксируется от сползания неподвижной опорой. Вставляется следующий профиль его малым ребром под зажим и большую перегородку. Затем поворачивается вниз и вводится в зажим и т.д. (рис. 3). Требуемая затрат времени отбортовка профилей не требуется.

Фирмой «Zambelli» разработаны конструктивные решения всех основных узлов кровли, представлены основные положения по использованию кровли RIB-ROOF. Однако, прямому использованию металлической кровли RIB-ROOF фирмы «Zambelli» в Республике Беларусь препятствует отсутствие некоторых важных технических данных для ее проектирования (например, шаг установки креплений, шаг несущих конструкций). Представленные производителем данные [4] не могут быть «на прямую» использованы в связи с несоответствием нормативных значений ветровых и снеговых нагрузок в нормах проектирования нашей страны и стране производителе кровли. Расчет несущей способности таких и подобных этим конструкций зачастую производится инженерами с грубыми ошибками. Следует отметить, что толщина стенки металла элементов кровли составляет порядка 1,0 мм. Существенной особенностью этих конструкций, влияющей на работу под нагрузкой, является тонкостенность, которая может вызвать потерю местной устойчивости и потерю устойчивости формы сечения уже на ранних стадиях нагружения конструкции. Общий подход к их расчёту аналогичен расчёту обычных (относительно толстостенных) профилей [5, 6]. Но при



этом должны учитываться редуцированные геометрические характеристики эффективного поперечного сечения. В настоящее время фирмой «Ферабуд» в сотрудничестве с БНТУ разрабатываются технические рекомендации по применению системы металлической кровли RIB-ROOF фирмы «Zambelli», что позволит беспрепятственно подходить к вопросу проектирования таких кровель в Республике Беларусь.

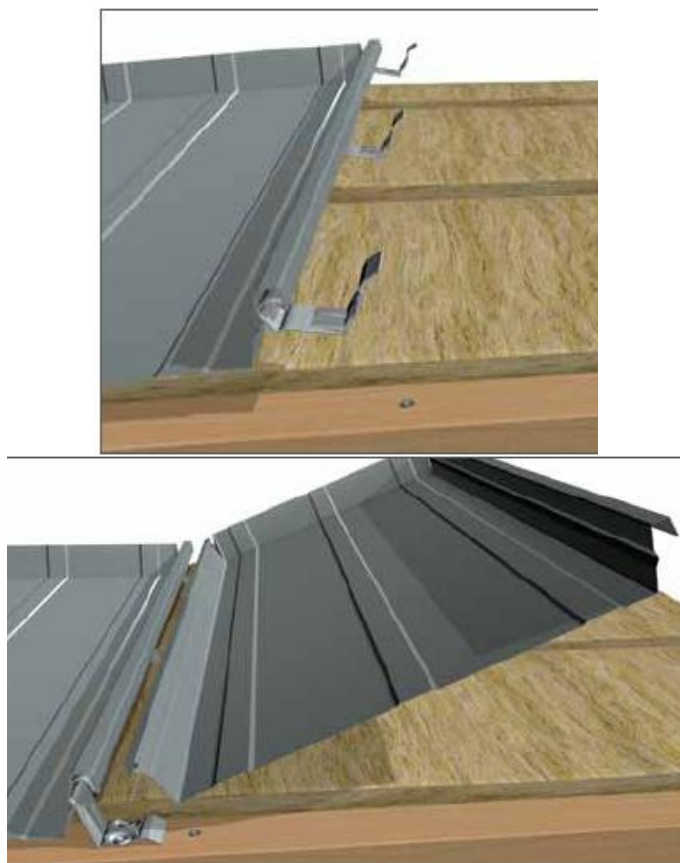


Рисунок 3. Принципиальная схема монтажа кровли

## ЛИТЕРАТУРА

1. Canadian Sheet Steel Building Institute (1999). Lightweight Steel Framing Technical Bulletin. Volume 5.
2. Kato K.: A Basic Study on Cold-Roll Forming Technique. Technical Report No. 1, Nippon Kokan 1963, pp. 44 – 54.
3. AISI, Specification for the Design of Cold-Formed Steel Members with Commentary. American Iron and Steel Institute, Washington DC 2001 Edition, December 2001.
4. Manual for Planning and Installation. RIB-ROOF metal roofing systems. Zambelli ed. Official manual.
5. ENV 1993-1-3, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.3: Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting. Brussels, Belgium 1996.
6. Work in buildings: Code of practice for design of cold formed thin gauge sections. BSI, London 1998.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 691.328:620.191.33

**ПРИМЕНЕНИЕ ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ ПРИ  
ОЦЕНКЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
ПРИ КОРРОЗИИ КАРБОНИЗАЦИИ**

*ЧЕРНЯКЕВИЧ О.Ю.*

Брестский государственный технический колледж  
Брест, Беларусь

*ЛЕОНОВИЧ С.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**ВВЕДЕНИЕ**

На сегодняшний день действуют «Общие принципы надежности строительных конструкций» ISO СТБ 2394. В этом документе изложена концепция надежности, которая предусматривает проектирование, возведение и эксплуатацию железобетонных конструкций. Необходимо отметить, что существует две группы методов расчета: детерминистические и вероятностные методы. В работе представлен вероятностный метод расчета, в котором определены все базисные переменные для условий Республики Беларусь. Данный метод позволяет определить вероятность полной карбонизации защитного слоя бетона по истечению определенного срока эксплуатации конструкции и индекс надежности, который затем сравнивается с нор-

мируемым индексом надежности согласно ISO СТБ 2394. Необходимо отметить, что принципы надежности, принятые в нормах Беларуси, соответствуют общепринятой европейской концепции и базируются на ISO 2394 и Еврокоде 0.

Настоящая работа связана с вероятностным расчетом глубины карбонизации бетона ЖБК и определением индекса надежности ЖБК для соответствующего срока службы.

Цель работы – определить эксплуатационную пригодность железобетонной конструкции.

### СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ

Принятая за основу математическая модель карбонизации бетона [12, 14] рассматривает влияние факторов окружающей среды, свойств бетона:

$$x_c = \sqrt{2 \cdot k_{RH} \cdot k_c \cdot k_t \cdot R_{ACC,O}^{-1} + \varepsilon_t \cdot C_s} \cdot \sqrt{t} \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^{\frac{P_{SR} \cdot T_{OW}^{b_w}}{2}} = \quad (1)$$

$$= \sqrt{2 \cdot k_{RH} \cdot k_c \cdot R_{NAC,O}^{-1} \cdot C_s} \cdot \sqrt{t} \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^{\frac{P_{SR} \cdot T_{OW}^{b_w}}{2}}.$$

где  $x_c$  – глубина карбонизации, мм;  $k_c$  – коэффициент твердения (уход за бетоном, т.е. сохранение при твердении бетона его влажностного состояния);  $k_t$ ,  $\varepsilon_t$  – погрешность, обусловленная использованием ускоренного метода карбонизации,  $(\text{мм}^2/\text{год})/(\text{кг}/\text{м}^3)$ ;  $R_{ACC,O}^{-1}$  – обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне, определенной в условиях ускоренной карбонизации,  $(\text{мм}^2/\text{год})/(\text{кг}/\text{м}^3)$ ;  $R_{NAC,O}^{-1}$  – обратное сопротивление карбонизации сухого бетона в образцах при естественной карбонизации (НАС-метод),  $(\text{мм}^2/\text{год})/(\text{кг}/\text{м}^3)$ ;  $C_s$  – концентрация  $\text{CO}_2$  в окружающем воздухе,  $\text{кг}/\text{м}^3$ ;  $t$  – время эксплуатации конструкции или расчетный срок службы, год;  $t_0$  – эталонное время, год;  $T_{OW}$  – время увлажнения (количество дней с интенсивностью дождя  $>2,5$  мм);  $P_{SR}$  – вероятность ветра во время дождя.

В работе выполнено сопоставление результатов расчетов по модели, принятой за основу (1), с моделями: Анисимова А.В. [7 стр. 26], Алексеева С.Н. и Розенталя Н.К. [1], Бабицкого В.В. и Голшани М. [18], Кишитани К. [1 стр.123], Рысева О.П. [7, стр.24], Таманна

[2] с экспериментальными данными БелдорНИИ, Дорфа В.А., Sims I. и Roberts V.H., Чиркова В.П., Алексеева С.Н..

Проведен анализ значений глубины и скорости карбонизации бетона, полученных различными авторами экспериментально (таблица 1) и рассчитанных по различным моделям (таблица 2).

**Таблица 1. Экспериментальные данные глубины карбонизации ( $x_c$ ) и скорости карбонизации бетона ( $v_k$ ) при различных условиях эксплуатации**

Время эксплуатации, год	Дорф В.А. и Леонович С.Н. (для жаркого климата) [13]		Sims I., Roberts M.H. (для умеренного климата) [16, 17]		Чирков В.П. [9]		БелдорНИИ	Алексеев С.Н. и Розенталь Н.К. [1, табл. 17]
	$x_c$ , мм	$v_k$ , мм/год	$x_c$ , мм	$v_k$ , мм/год	$x_c$ , мм	$v_k$ , мм/год	$v_k$ , мм/год	$v_k$ , мм/год
1	5	5,00						
5	12	2,40						1,6–2,4
10	19	1,90	5–8	0,50–0,80	8–16	0,80–1,60	0,50–1,20	0,97–1,52
20	37	1,85			12–22	0,60–1,10		
30	45	1,50			16–27	0,53–0,90	0,50–0,80	
40					18–31	0,45–0,78		
42								0,16–0,48
50			10–15	0,20–0,35	20–34	0,40–0,62	0,40–1,00	

Полученные значения скорости карбонизации бетона по различным расчетным моделям представлены в таблице 2.

**Таблица 2. Скорость карбонизации бетона ( $v_k$ ) по различным расчетным моделям (при  $V/C = 0,44-0,5$ ;  $C = 350 - 400$  кг/м<sup>3</sup> для условий Беларуси)**

Срок эксплуатации, годы	Расчетная скорость карбонизации бетона, мм/год						
	По формуле Анисимова А.В.	По уравнению Кишигани К.	По уравнению Таманна	По формуле Рысева О.П.	По принятой математической модели	По модели Алексева С.Н., Розенталя Н.К. и Степановой В.Ф.	По модели Бабичко В.В. и Голшани М.
10	1,17	0,66	0,42	1,30	0,63	0,19/1,9	0,67
30	0,63	0,38	0,24	0,75	0,36	0,11/1,1	0,56
50	0,48	0,29	0,19	0,58	0,27	0,09/0,85	0,44

На основе анализа экспериментальных данных (БелдорНИИ, Алексеева С.Н. и Розенталя Н.К., Sims I. и Roberts M. H., Чиркова В.П.) построены графики развития скорости карбонизации бетона в зависимости от длительности эксплуатации конструкции (при различной степени агрессивности окружающей среды) (рисунок 1).

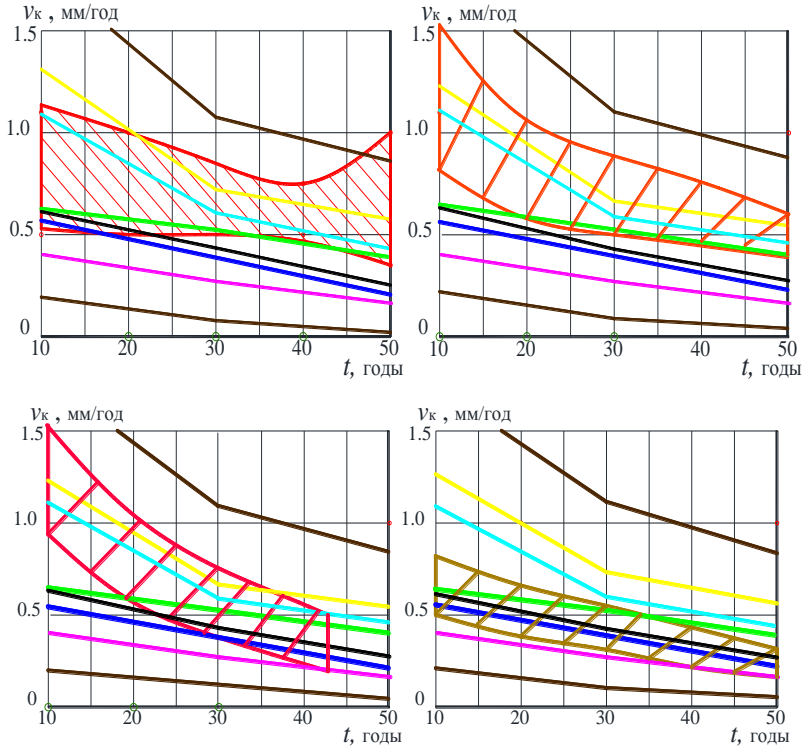
Как видно из графиков, представленных на рисунке 1, математическая модель карбонизации бетона, принятая в качестве базовой при описании процессов карбонизации бетона и учитывающая максимальное количество факторов, может быть принята при составлении функции соостояния в вероятностной постановке.

Ниже представлена методика вероятностного расчета глубины карбонизации бетона железобетонных конструкциях для ХС1 и ХС3 классов по условиям эксплуатации в условиях Республики Беларусь. Данный вероятностный расчет глубины карбонизации дает возможность для обоснования толщины защитного слоя бетона железобетонных конструкций, назначенного в СНБ 5.03.01 – 02 [4].

В основе расчетов лежит уравнение вероятности отказа для депассивированной арматуры (т.е. без защитной пленки, предохраняющей от коррозии):

$$p = p_{\text{ден}} \quad a - x_c(t) < 0 < p_0, \quad (2)$$

где  $p\{\}$  – вероятность депассивации;  $a$  – толщина защитного слоя бетона, мм;  $x_c(t)$  – глубина карбонизации, мм за время  $t$ ;  $t$  – расчетный срок службы, год;  $p_0$  – предельно допустимая вероятность наступления предельного состояния.



Экспериментальные данные:



Чирков В.П.

БелдорНИИ

Sims I. и  
Roberts M.H.

Алексеев С.Н. и  
Розенталя Н.К.

Результаты расчетов по известным моделям:

- уравнение Рысева О.П.
- модель Алексея С.Н. и Розенталя Н.К.
- формула Анисимова А.В.
- модель Бабицкого В.В. и Голшани М.
- уравнение Кишитани К.
- принятая математическая модель
- уравнение Таманна

Рисунок 1. Сравнение скорости карбонизации бетона, полученной расчетными методами с экспериментальными данными: а) БелдорНИИ; б) Чиркова В.П.; в) Алексеев С.Н. и Розенталя Н.К. г) Sims I. и Roberts M. H.

Определить срок службы конструкции  $t$  можно с использованием функции предельного состояния:

$$g(a, x_c(t)) = a - x_c(t), \quad (3)$$

где  $g(a, x_c(t))$  – функция состояния, определяющая остаточную толщину защитного слоя после эксплуатации конструкции в течение времени  $t$ .

В уравнение (1) входит ряд базисных переменных, для которых необходимо установить вероятностные модели. В работе представлены рекомендации по составлению вероятностных моделей основных базисных переменных для условий Республики Беларусь, представленные законами распределения и значениями статистических параметров распределений.

Для учета влияния  $\text{CO}_2$  на карбонизацию бетона выполнена оценка содержания углекислого газа в атмосферном воздухе с учетом предполагаемого срока службы железобетонных конструкций. Согласно данным Кривой Килинга, концентрация углекислого газа в атмосфере в 2009 году составила 399 миллионных долей, и ожидается, что она будет увеличиться примерно на 2 миллионные доли в год. Эти данные согласуются с измерениями, проводимыми в Беларуси. По данным Гидрометцентра Республики Беларусь в среднегодовое содержание диоксида углерода за 2010 год составило  $789 \text{ мг/м}^3$  (соответствует 400 миллионным долям). Зная концентрацию углекислого газа на 2010 год и учитывая дополнительную концентрацию  $\text{CO}_2$  вследствие дополнительных источников загрязнения воздуха в городе ( $26 \text{ мг/м}^3$ ), предположив увеличение в атмосфере с каждым годом на две миллионных доли, получим следующее уравнение содержания  $\text{CO}_2$  как функцию времени  $t$ , ( $\text{кг/м}^3$ ):

$$C_S = C_{S,atm} + C_{S,emi} + 0,00000394 \cdot t = 0,000815 + 0,00000394 \cdot t \quad (4)$$

Выполнено вероятностное моделирование функции  $W(t)$ , учитывающей влияние климатических параметров в результате увлажнения бетона, в виде случайного процесса, зависящего от относительной продолжительности дождей и вероятности бокового ветра во время дождя [10, 14]:



$$W(t) = \left( \frac{t_0}{t} \right)^{\frac{\rho_{SR} T_{ow}^{b_w}}{2}}, \quad (5)$$

где  $t_0$  – эталонное время, согласно ускоренного метода испытаний ( $t_0 = 28$  дней равно 0,0767 лет;  $\rho_{SR}$  – вероятность ветра во время дождя;  $T_{ow}$  – время увлажнения;  $b_w$  – экспонент регрессии при нормальном распределении,  $m = 0,446$  ( $b_w = 0,163$ );  $z$  – количество дней с осадками  $h_{Nd} \geq 2,5$  мм в год;

$$T_{ow} = z/365 \quad (6)$$

В данном исследовании количество дней с осадками более 2,5 мм в год в областных центрах Беларуси и среднее количество дней с дождем для областных центров Беларуси определяли по данным Гидрометцентра Республики Беларусь, приведены в таблице 3.

**Таблица 3. Среднее количество дней с дождем для областных центров Республики Беларусь [3]**

Город	Количество дней с осадками $h_{Nd} \geq 2,5$ мм в год					$T_{ow}$ – влажное время, годы
	2006	2007	2008	2009	2010	
Минск	54	76	85	66	72	<b>0,193</b>
Брест	55	55	71	69	57	<b>0,168</b>
Могилев	61	84	74	72	81	<b>0,204</b>
Витебск	63	62	62	66	72	<b>0,178</b>
Гродно	87	84	101	92	94	<b>0,251</b>
Гомель	72	76	102	78	81	<b>0,224</b>

Указанные параметры моделировали при помощи логнормального распределения.

Для моделирования защитного слоя бетона был принят нормальный закон распределения отклонений защитного слоя  $\Delta a$  от проектного значения  $a$ ; проектная толщина защитного слоя  $a_{XC1} = 30$  мм;  $a_{XC3} = 35$  мм; среднее отклонение толщины защитного слоя для XC1 и XC3 классов по условиям эксплуатации  $\mu_{\Delta a} = +5$  мм; стандартное отклонение  $\sigma_{\Delta aXC1} = 5$  мм и  $\sigma_{\Delta aXC3} = 10$  мм.

Коэффициент относительной влажности  $k_{RH}$  рассчитываем по

уравнению [10, 14]:

$$k_{RH} = \frac{\left(1 - \left(\frac{RH_{real}}{100}\right)^{f_e}\right)^{g_e}}{\left(1 - \left(\frac{RH_{ref}}{100}\right)^{f_e}\right)^{g_e}}, \quad (7)$$

где  $RH_{real}$  – относительная влажность карбонизированного слоя, равная относительной влажности атмосферного воздуха, %;  $RH_{ref}$  – эталонная относительная влажность, 65 %;  $f_e$  – коэффициент;  $g_e$  – коэффициент. Коэффициенты  $g_e$  и  $f_e$  определяются методом аппроксимации кривой, полученной по данным эксплуатационных измерений. В данной работе использовались результаты исследований СЕВ [10] и Gehlen С. [14] со значениями  $g_e = 2,5$ ;  $f_e = 5,0$ .

Согласно СТБ 1544–2005 [5] требования к качеству бетонов должны устанавливаться с учетом классов по условиям эксплуатации конструкций согласно [4], и должны учитываться требования к значению среднегодовой относительной влажности, приведенные в таблице 4.

В данном исследовании значения относительной влажности  $RH_{real}$  для ХС1 и ХС3 классов по условиям эксплуатации, находятся в пределах от  $30\% < RH_{real,ХС1} \leq 60\%$  и от  $60\% < RH_{real,ХС3} \leq 75\%$ . Для описания относительной влажности принято распределение с верхней и нижней абсолютными границами (бета-распределение). В работе получены статистические данные, позволяющие представлять значения относительной влажности воздуха в вероятностной форме: среднегодовые значения, стандартные отклонения, верхние и нижние границы.

**Таблица 4. Классы по условиям эксплуатации конструкций в зависимости от характеристики окружающей среды [4] и минимальные классы бетона по прочности на сжатие**

<i>Класс по условиям эксплуатации</i>	<i>Характеристика окружающей среды, влажностный режим</i>	<i>Примеры для условий окружающей среды</i>	<i>Минимальный класс бетона по прочности на сжатие</i>
<i>XC1</i>	<i>Сухой воздушно-влажностный режим (30% &lt; RH ≤ 60 %) или постоянная эксплуатация в водонасыщенном состоянии</i>	<i>Конструкции, находящиеся внутри помещений с нормальным режимом согласно СНБ 2.04.01; конструкции, постоянно находящиеся в грунте или под водой</i>	<i>C<sup>16</sup>/<sub>20</sub></i>
<i>XC3</i>	<i>Умеренный воздушно-влажностный режим (60% &lt; RH ≤ 75 %), эксплуатация в условиях эпизодического влагонасыщения</i>	<i>Конструкции, находящиеся внутри помещений с влажным режимом согласно СНБ 2.04.01; конструкции, подвергающиеся атмосферным воздействиям (дождю)</i>	<i>C<sup>25</sup>/<sub>30</sub></i>

Данные обратного сопротивления карбонизации  $R_{ACC,0}^{-1}$ , можно применять из литературы Gehlen [14], определенные по ускоренному методу карбонизации (таблица 5).

**Таблица 5. Среднее обратное сопротивление карбонизации  $R_{ACC,0}^{-1}$  [10<sup>-11</sup>(м<sup>2</sup>/сек)/(кг/м<sup>3</sup>)] [12, 12, 15]**

Тип цемента	В/Ц <sup>1</sup>					
	0,35	0,40	0,45	0,50	<b>0,55</b>	<b>0,60</b>
Цем. I 42.5R (портландцемент)	Н.о. <sup>2</sup>	3,1	5,2	6,8	<b>9,8</b>	<b>13,4</b>
Цем. I 42.5R + зола уноса (k = 0,5)	Н.о.	0,3	1,9	2,4	6,5	8,3
Цем. I 42.5R + микрокремнезем (k = 2,0)	3,5	5,5	Н.о.	Н.о.	16,5	Н.о.
Цем. III / В 42.5	Н.о.	8,3	16,9	26,6	44,3	80,0

<sup>1</sup> Эквивалентное водоцементное отношение, учитывает золу уноса или микрокремнезем с соответствующим значением  $k$  (коэффициентом эффективности).

<sup>2</sup> Н.о. – невозможно определить для этих бетонных смесей обратное эффективное сопротивление карбонизации  $R_{ACC,0}^{-1}$ .

Для моделирования обратного эффективного сопротивления карбонизации  $R_{ACC,0}^{-1}$  и погрешности его измерения принят логнормальный закон распределения со средним значением  $\mu_{XC3}=9,8 \cdot 10^{-11}$  и  $\mu_{XC1}=13,4 \cdot 10^{-11}$  ( $\text{м}^2/\text{сек}$ )/( $\text{кг}\text{CO}_2/\text{м}^3$ ) и стандартным отклонением  $\sigma=(0,45 \cdot \mu)$  ( $\text{м}^2/\text{сек}$ )/( $\text{кг}\text{CO}_2/\text{м}^3$ ) для бетона на портландцементе без добавок при  $V/\Pi_{\text{max},XC1} = 0,65$  и  $V/\Pi_{\text{max},XC3} = 0,55$ . Для использования этих значений в модели (1) единицы измерения  $R_{ACC,0}^{-1}$  преобразованы в ( $\text{мм}^2/\text{год}$ )/( $\text{кг}/\text{м}^3$ ). Учет погрешности при использовании ускоренного метода карбонизации при нормальном распределении производится использованием  $\varepsilon_t = 315,5(\text{мм}^2/\text{год})/(\text{кг}/\text{м}^3)$  и ( $\sigma = 48(\text{мм}^2/\text{год})/(\text{кг}/\text{м}^3)$ ).

Обратное сопротивление карбонизации сухого бетона  $R_{NAC,0}^{-1}$  можно рассчитать и по уравнению (8):

$$R_{NAC,0}^{-1} = \left( \frac{0,75 \cdot m_{CaO} \cdot m_c \cdot DH \cdot \left( \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \right)}{D_{\text{reff}}} \right)^{-1} = \left( \frac{0,75 \cdot m_{CaO} \cdot m_c \cdot DH \cdot \left( \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \right)}{\left( \frac{0,0025 \cdot \dot{I}_{\dot{E}}^2}{\sqrt[3]{V_{\dot{E}}^2}} \right) \cdot 1 \cdot 10^{-4}} \right)^{-1}, \quad (8)$$

где  $a_{CO_2}$  – способность связывать в бетоне  $\text{CO}_2$ ,  $\text{кг}\text{CO}_2/\text{м}^3$ ;  $D_{\text{reff},0}$  – эффективный коэффициент диффузии для сухого бетона,  $\text{м}^2/\text{с}$  (по формуле Бабицким В.В. и Голшани М. [6]);  $m_{CaO}$  – содержание  $\text{CaO}$  в цементе, доли ед.;  $m_c$  – масса цемента,  $\text{кг}/\text{м}^3$ ;  $DH$  – степень гидратации цемента, доли ед.;  $M$  – молярная масса соответствующего вещества,  $\text{кг}/\text{моль}$ .

Исходные данные, принятые при проведении вероятностного моделирования приведены в таблице 6. В данном вероятностном расчете были приняты наиболее неблагоприятные условия эксплуатации для железобетонной конструкции XC1 и XC3 классов по условиям эксплуатации

**Таблица 6. Исходные данные для вероятностного расчета глубины карбонизации железобетонного элемента, эксплуатируемого в Республике Беларусь**

Параметры	Единица измерения	Тип распределения	Среднее значение ( $\mu$ ), стандартное отклонение ( $\sigma$ ), нижняя и верхняя абсолютные границы ( $a_r, b_r$ )	
			Классы по условиям эксплуатации	
			XC1	XC3
$RH_{real}(k_c)$	%	Бета (с верхним и нижним пределом)	$\mu = 46$ $\sigma = 5,0$ $a_r = 30,1$ $b_r = 60$	$\mu = 68$ $\sigma = 3,5$ $a_r = 60,1$ $b_r = 75$
$RH_{ref}(k_c)$	%	det	65 / (-)	
$g_e$	-	det	2,5	
$f_e$	-	det	5,0	
$t_c$	дни	det	14	1
$b_c$	-	N	$\mu = -0,567 / \sigma = 0,024$	
$k_t$	-	LN	$\mu = 1,25 / \sigma = 0,35$	
$R_{acc,0}^{-1}$	(мм <sup>2</sup> /год)/(кг/м <sup>3</sup> )	LN	$\mu = 4416 / \sigma = 1987$ (при $V/C_{max} = 0,65$ )	$\mu = 3092 / \sigma = 1391$ (при $V/C_{max} = 0,55$ )
$\varepsilon_t$	(мм <sup>2</sup> /год)/(кг/м <sup>3</sup> )	LN	$\mu = 315,5 / \sigma = 48$	
$C_s$	кг/м <sup>3</sup>	LN	$\mu = 9,1 \cdot 10^{-4} / \sigma = 1 \cdot 10^{-4}$	$\mu = 8,15 \cdot 10^{-4} / \sigma = 1 \cdot 10^{-4}$
$t_p$	годы	det	1 – 50	
$b_w$	-	LN	$\mu = 0,446 / \sigma = 0,163$	
$T_{ow}$	-	det	0	0,15
$p_{SR}(W)$	-	det	0	0,125
$t_0(W)$	годы	det	0	0,0767 ( $t_0 = 28$ дней)
$a$	мм	det	30	35
$\Delta a_o$	мм	LN	$\mu = +5 / \sigma = 5$	$\mu = +5 / \sigma = 10$

При выполнении вероятностных расчетов глубины карбонизации бетона железобетонных элементов XC1 и XC3 класса по условиям эксплуатации использовалась программа MATHMATICA.

На рисунках 2 – 3 представлены результаты вероятностного расчета глубины карбонизации бетона железобетонной конструкции с использованием исходных данных из таблицы 6.

Рассчитаны вероятность наступления коррозии арматуры и индекс надежности для железобетонной конструкции XC1 и XC3 класса по условиям эксплуатации, представленные в таблице 7.

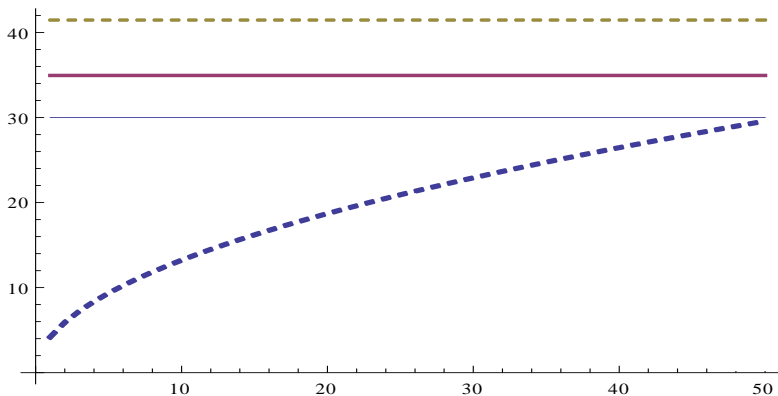


Рисунок 2. Рост глубины карбонизации бетона с течением времени эксплуатации для конструкций XC1 класса по условиям эксплуатации

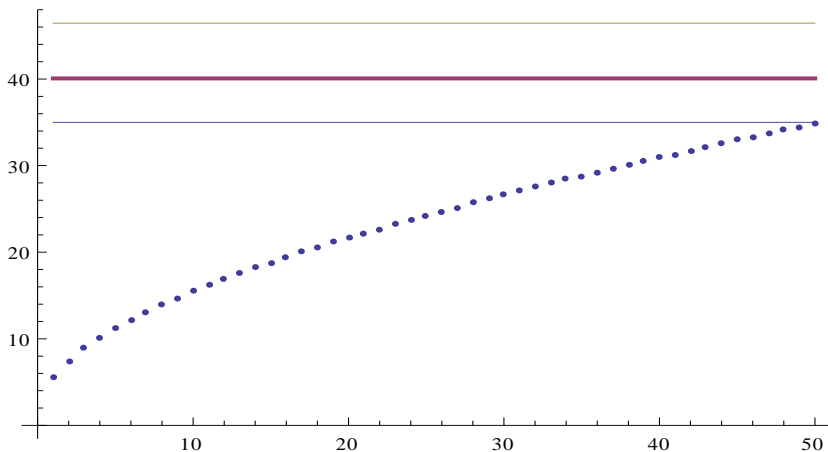


Рисунок 3. Рост глубины карбонизации бетона с течением времени эксплуатации для конструкций XC3 класса по условиям эксплуатации

Получены индексы надежности для 50 лет эксплуатации для железобетонной конструкции XC1 и XC3 класса по условиям эксплуатации  $\beta_{xc1} = 1,58$ ,  $\beta_{xc3} = 1,68$ , которые больше нормируемого индекса надежности для железобетонных конструкций, пригодных к нормальным условиям эксплуатации  $\beta = 1,50$  согласно СТБ ISO 2394 [8].

**Таблица 7. Вероятность наступления коррозии арматуры и индекс надежности для железобетонной конструкции на период 50 лет**

Срок эксплуатации	Вероятность отказа, $p_f$	Индекс надежности, $\beta$	Вероятность отказа для, $p_f$	Индекс надежности, $\beta$
	Для XC1 класса по условиям эксплуатации		Для XC3 класса по условиям эксплуатации	
10	0	$\infty$	0	$\infty$
20	0,0002	3,54	0,0008	3,20
30	0,0058	2,20	0,0059	2,52
40	0,0263	1,98	0,0220	2,01
50	0,0560	1,58	0,0460	1,68

Вероятностный расчет показал, что минимальные толщины защитного слоя, назначенные в СНБ 5.03.01-02, являются достаточными для защиты арматуры от коррозии в течение 50 лет эксплуатации.

### **Выводы**

1. На основе анализа и верификации моделей карбонизации бетона выявлена наиболее подходящая модель для решения вероятностной задачи определения глубины и скорости карбонизации бетона.
2. Даны рекомендации по составлению вероятностных моделей основных базисных переменных для условий Беларуси (закон распределения, а также значения его статистических параметров).
3. Выполнен вероятностный расчет глубины карбонизации бетона для железобетонных конструкций XC1 и XC3 класса по условиям эксплуатации для наиболее неблагоприятных условий. Получены индексы надежности для 50 лет эксплуатации для железобетонной конструкции XC1 и XC3 класса по условиям эксплуатации  $\beta_{xc1} = 1,58$ ,  $\beta_{xc3} = 1,68$ , которые нормируемого индекса надежности  $\beta = 1,50$  согласно СТБ ISO 2394. Вероятностный расчет показал, что минимальные толщины защитного слоя, назначенные в СНБ 5.03.01-02, являются достаточными для защиты арматуры от коррозии в течение 50 лет эксплуатации.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С.Н.Алексеев, Н.К.Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 205 с.
2. Алексеев, С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С. Модры, П. Шиссель – М.: Стройиздат, 1990. – 247с.
3. Архивы метеорологических наблюдений по метеостанциям Беларуси [Электронный ресурс] / Гидрометцентр Республики Беларусь. – Минск, 2010. – Режим доступа : <http://pogoda.by/zip>. – Дата доступа : 30.11.2010.
4. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – Введ. 01.07.2003. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 144 с.
5. Бетоны конструкционные тяжелые: СТБ 1544-2005. – Введ. 01.01.2010. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2006. – 25 с.
6. Голшани, М. Прогнозирование глубины карбонизации бетона железобетонных мостовых конструкций / Голшани, М., В.В. Бабицкий, О.М. Вайтович // Строительная наука и техника. – 2011. – №3(36). – С. 45 – 47.
7. Голшани, М. Структура бетона с добавками ингибиторов коррозии стали и его защитные свойства по отношению к стальной арматуре : дис. канд. техн. наук / 05.23.05 / М. Голшани ; БНТУ. – Минск, 2012. – 199 с.
8. Надежность строительных конструкций. Общие принципы : СТБ ISO 2394-2007. – Введ. 01.07.2008. – Минск : Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69 с.
9. Чиркова, В.П. Оценка срока службы защитного слоя бетона: сборник трудов ХИИТ.– Харьков, 1993. – Вып. 21.
10. СЕВ - Comite Euro International du Beton / New Approach to Durability Design - An example for carbonation induced corrosion// edited by P. Schiessl, Bulletin 238, Comite Euro-International du Beton (CEB). – Lausanne, 1997.
11. DARTS - Durable and Reliable Tunnel Structures: Deterioration Modelling, European Commission, Growth 2000, Contract G1RD-CT-2000-00467, Project GrD1-25633, 2004.



12. Dura Crete: Brite EuRam III Proeject BE95-1347, Report R4-5, Modelling of Degradation, 1998.
13. Dorf, V. Durability of reinforced concrete structures under sea-side tropical climate effects / V. Dorf // Durability Design and Fracture Mechanics of Concrete Structures / B.M. Edit Khroustalev, S.N. Leonovich. – 2003. – P. 26 – 29.
14. Gehlen C.: Probabilistic Lebensdauerberechnung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion, Thesis, RWTH-Aachen, D82 (Diss.RWTH+ Aachen, Heft 510 der Schriftenreihe des DAfStb, 2000.
15. LEFECON: Prototype of a Condition Assessment Protocol, Deliverable D3/1, Working Party 3, Project G1RD-CT-2000-00378, 2003.
16. Roberts, M.H. Carbonation of concrete made with dense natural aggregates, BRE, Information Sheet. – 1981.
17. Sims, I. The assessment of concrete for carbonation / I. Sims. – 1994. Concrete 28, 33-38 p.

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 621.787

**О РОЛИ НАКЛЕПА В ПРОИЗВОДСТВЕ БЕТОНА И  
ЖЕЛЕЗОБЕТОНА**

*ЮХНЕВСКИЙ П.И., ШИРОКИЙ Г.Т.*

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

Идеальных кристаллов, в которых все атомы находились бы в положениях с минимальной энергией практически не существует. Отклонения от идеальной решетки могут быть временными и постоянными. Временные возникают при воздействии на кристалл механических, тепловых и электромагнитных колебаний, при прохождении через кристалл потока быстрых частиц и т.д. К постоянным несовершенствам относятся [1]:

- *точечные дефекты* (межузельные атомы, вакансии, примеси). Точечные дефекты малы во всех трех измерениях, их размеры по всем направлениям не больше нескольких атомных диаметров;

- *линейные дефекты* (дислокации, цепочки вакансий и межузельных атомов). Линейные дефекты имеют атомные размеры в двух измерениях, а в третьем они значительно больше размера, который может быть соизмерим с длиной кристалла;

- *плоские или поверхностные дефекты* (границы зерен, границы самого кристалла). Поверхностные дефекты малы только в одном измерении;

-объемные дефекты или макроскопические нарушения (закрытые и открытые поры, трещины, включения постороннего вещества). Объемные дефекты имеют относительно большие размеры, несоизмеримые с атомным диаметром, во всех трех измерениях.

В настоящее время особое внимание исследователей занимают такие дефекты в кристаллах, которые носят название *дислокаций* (зацеплений, смещений). Представления о дислокациях оказались очень плодотворными при объяснении причин пластических деформаций, ползучести, наклепа, упрочнения, роста кристаллов и некоторых других явлений в металлах. Теория дислокаций сейчас интенсивно развивается и начинает успешно применяться при объяснении ряда процессов, протекающих в строительных материалах.

*Дислокации могут быть двух основных типов: краевые (линейные) и винтовые.* И те и другие возникают в том случае, если, например, вакансии объединяются или блоки кристаллов срстаются друг с другом при некотором отклонении от совершенного порядка, т.е. под некоторым углом дезориентации.

Винтовая дислокация представлена на Рисунок 1. В этом случае происходит смещение на один период решетки правой части кристалла, частично надрезанной по плоскости  $ABCD$  относительно левой. Это приводит к изгибу горизонтальных атомных плоскостей таким образом, как это показано на схеме, где линия дислокации параллельна плоскости сдвига.

Таким образом, после сдвига по плоскости  $ABCD$  вдали от линии  $BC$  решетка остается совершенной, а вблизи от линии  $BC$  вдоль нее тянется область несовершенства. В одном измерении – вдоль линии  $BC$  область несовершенства имеет макроскопический размер, а в других она очень мала (ее размеры по нормали к линии  $BC$  составляют несколько периодов решетки). Несовершенная область вокруг линии  $BC$  называется *винтовой дислокацией*.

Следует учитывать, что дислокации, обладая повышенной подвижностью, сами способны стать источником новых дислокаций. Перемещаются дислокации двумя путями – скольжением или диффузией.

Теория дислокаций позволяет объяснить, почему прочность кристаллов и поликристаллического сростка до 1000 раз меньше теоретической. Именно дислокации, расположенные по границам блоков, и служат теми дефектами, удаление которых повышает прочность

материала. В тонких монокристаллических нитях эта прочность приближается к теоретической.

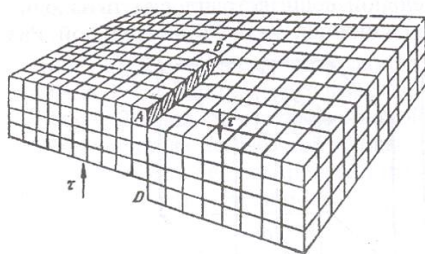


Рисунок 1.

Перемещением дислокаций удается объяснить те сравнительно невысокие усилия, которые вызывают сдвиг кристаллов в процессах пластической деформации. Например, величина наклепа, способствующая упрочнению стали, объясняется явлением дислокаций, которые могут перемещаться в кристалле. При взаимной встрече линейных дислокаций число их может возрасти и, переплетаясь, они образуют как бы спутанные нити. В этом случае сталь упрочняется и, если деформация будет продолжаться, она будет хрупкой.

Металлы не являются однородными и состоят из мозаики однородных блоков (субзерен). Блоки мозаичной структуры представляют собой бездефектные (за исключением точечных дефектов) участки кристалла. Расстояние движения дислокаций в поликристаллическом теле ограничено размерами блоков мозаичной структуры. Блоки мозаичной структуры - области с правильным строением, повернутые одна относительно другой (разориентированные) на очень малые углы. Углы разориентировки и размеры блоков определяют прочность мозаичных материалов и связаны с плотностью дислокаций. С увеличением угла разориентации субзерен и уменьшением их величины плотность дислокаций в металле повышается, соответствующим образом изменяются и свойства (рис.2) [2].



Рисунок 2. Изменение прочности металлов с ростом числа дислокаций

Чем больше деформация (искажение) решетки и чем мельче блоки мозаичной структуры зерен, тем большее происходит изменение механических свойств. Наклеп ведет к образованию большого количества поверхностей сдвига, к дроблению блоков мозаичной структуры, что повышает плотность дислокаций. Все вместе и вызывает упрочнение металла при наклепе. В производстве железобетона явление наклепа используется для упрочнения проволочной арматуры вытяжкой.

Для понимания упрочняющего действия добавок пластификаторов на структуру цементного камня в бетоне, кроме изучения механизма пластификации, важным является изучение механизма кристаллообразования и изменение фазового состава. В связи с этим становится актуальным вопрос о влиянии добавок на дисперсно-кристаллитную структуру цементного камня, о размерах частиц.

Реальный кристалл, как известно [1], состоит из скопления большого числа мелких кристаллов неправильной формы, которые называются зернами или кристаллитами. В свою очередь зерно не является монокристаллом, построенным из строго параллельных атомных слоев. В действительности оно состоит как бы из мозаики отдельных блоков, кристаллографические плоскости в которых повернуты друг относительно друга на небольшой угол – порядка нескольких минут. Такое строение зерна носит название мозаичной структуры, а составляющие ее блоки называют блоками мозаики.

Размер малых частиц можно определять с помощью электронной микроскопии, седиментации, фотонной корреляционной спектро-

скопии, газовой адсорбции, магнитных измерений и другими методами [1]. Одним из наиболее доступных и распространенных способов нахождения размеров кристаллитов и микронапряжений в поликристаллических пленках является анализ уширения рентгеновских дифракционных пиков. Размер кристаллитов  $D$  может быть определен с использованием простой формулы Шеррера [3]:

$$D = \frac{0,9 \cdot \lambda}{\beta \cdot \cos \theta}, \quad (1)$$

где  $\lambda$  – длина волны рентгеновского излучения;  $\theta$  угол дифракции,  $\beta$  – полная ширина дифракционного отражения на полувысоте интенсивности пика с учетом поправки на инструментальную составляющую  $\beta_0$ .

Метод измерения размеров кристаллитов по формуле Шеррера может быть использован только в случае, когда диаметр отдельных свободных от напряжений кристаллитов в поликристаллической пленке менее  $10^{-4}$  см. Когда же к уширению линий приводят не только размерные эффекты, но и наличие напряжений, необходимо использовать более строгий метод для нахождения и разделения вкладов в уширение линий от различных источников.

Наиболее общий метод анализа использует факт, что уширение от двух различных источников имеет различную угловую зависимость. Например, профиль уширения линий от размеров кристаллитов имеет зависимость  $1/\cos \theta$ , в то время как профиль, обусловленный микродеформацией, описывается функцией  $4\varepsilon \tan \theta$  [3-4]. Инструментальная погрешность  $\beta_0$ , которая определяется характеристиками экспериментальной установки, такими как размер щели, расходимость первичного пучка, проникновения рентгеновских лучей вглубь образца, дуплетность  $K_\alpha$  – излучения и т.д. предполагается не зависящей от угла отражения.

Таким образом, полное уширение  $\beta_t$  можно определить [5], как

$$\beta_t^2 = \left\{ \frac{0,9\lambda}{D \cos \theta} \right\}^2 + \{4\varepsilon \tan \theta\}^2 + \beta_0^2, \quad (2)$$

где  $\varepsilon$  – микронапряжение,  $\beta_0$  – инструментальное уширение.

Экспериментально наблюдаемые уширения нескольких дифракционных пиков можно использовать для вычисления как среднего размера частиц  $D$ , так и микронапряжений одновременно [6]. Для нахождения этих параметров необходимо построить зависимость

ширины дифракционных пиков от угла Брэгга, и методом наименьших квадратов найти значения параметров  $D$ ,  $\epsilon$  и  $\beta_0$ .

Рентгенодифракционные исследования гидратированного  $C_3S$  выполнены на автоматизированном дифрактометре ДРОН-7 (НПП «Буревестник, г. Санкт-Петербург) в излучении  $CuK_\alpha$  (длина волны 0.154 нм) при условиях фокусировки по Брэггу-Брентано  $0 - 2\theta$  (2 $\theta$ -брэгговский угол)<sup>2</sup>. Значения тока и напряжения на рентгеновской трубке составляли 20 мА и 40 кВ соответственно. Для обработки экспериментальных результатов использовался программный пакет поддержки эксперимента PDWin (ТОО «Эталон ПТЦ»). Идентификация кристаллических фаз проводилась по картотеке JCPDS (Joint Committee on Powder Diffraction Standards).

Трехкальциевый силикат затворяли водой при  $V/C=1,0$  и водой с добавкой суперпластификатора СП-1 в количестве 1 % от массы трехкальциевого силиката. Образцы твердели 28 суток в нормально-влажностных условиях, затем высушивали на воздухе при температуре 20-25 °С, размалывали в агатовой ступке и пробу просеивали через сито с сеткой №008.

Рентгенограммы приведены на Рисунок 3., а дифрактометрические характеристики проб гидросиликата кальция - в таблице 1.

**Таблица 1. Дифрактометрические характеристики гидратированного  $C_3S$**

Количество добавки	Экспериментальные данные				
	Интенсивность максимума пика Альфа 1, $I_{max}$	Положение максимума пика Альфа 1, $2\theta_{max}$	Межплоскостное расстояние, d, нм	Полуширина, w	Размер кристаллитов, нм
-	22,9	26,17	0,340	0,449	20,16
-	43,8	29,33	0,304	0,274	33,21
-	18,8	31,99	0,279	0,140	-
-	15,0	50,04	0,182	0,140	-
1% C-3	18,8	26,07	0,341	0,580	15,63
То же	48,9	29,35	0,304	0,515	17,67
То же	38,1	32,00	0,279	0,140	-
То же	11,9	50,08	0,182	0,140	-

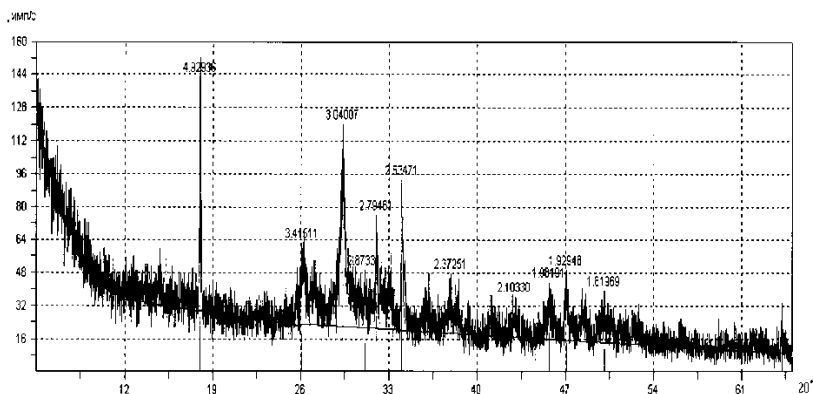
<sup>2</sup> Дифрактограммы выполнены в НИЛ физической химии силикатов научно-исследовательского и проектно-производственного республиканского унитарного предприятия «Институт НИИСМ»

Как известно [7], в процессе гидратации  $C_3S$  образуются гидросиликаты группы C-S-H (I) типа 1,4 нм тоберморита и C-S-H (II) типа женнита. Для C-S-H (I) характерными являются пики с  $d=0,304$  нм; 0,28 нм; 0,182 нм, а для C-S-H (II) –  $d=0,340$  нм; 0,283 нм; 0,183 нм и др. Расчет размеров кристаллитов производили по формуле

$$D = \frac{\lambda \cdot 180}{\pi \cdot \beta \cdot \cos \theta} \quad (3)$$

где:  $\beta$  – полуширина пика на рентгенограмме, в рад.

а)



б)

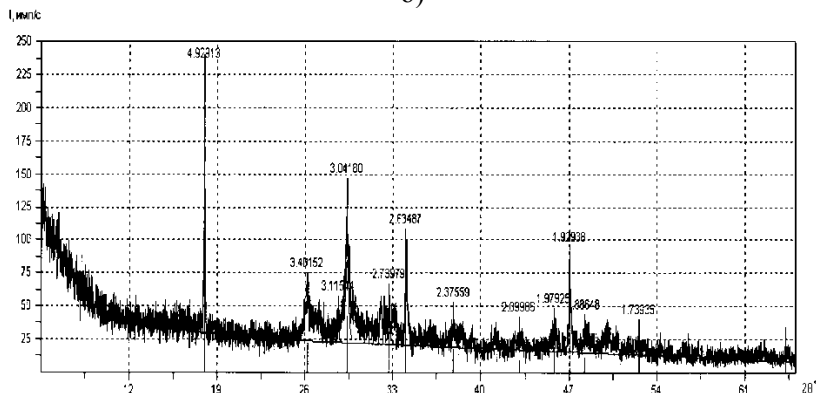


Рисунок 3. Дифрактограммы гидратированного  $C_3S$ :

а – без добавки; б – с добавкой 1 % C-3

Как видно из рентгенограммы (Рисунок 3.), в образце с добавкой возрастает количество CSH (I) – линии с  $d=0,304$  и 0,28 и



уменьшается содержание CSH (II) линия с  $d=0,340$ . С введением добавки С-3 в количестве 1 % от массы  $C_3S$  происходит уменьшение блоков мозаики с 20-33 до 15-17 нм, что приводит к значительному повышению прочности твердеющей структуры. Чем меньше блоки мозаики, тем выше их химическая активность, и тем более когерентно они связаны с другими фазами структуры, и тем выше прочность. Когда блоки мозаики сильно разориентированы, то при приложении внешней нагрузки происходит интерференция сдвиговых перемещений дислокаций и их затухание. Такая интерференция упрочняет структуру.

Введение в цементные материалы атомных примесей в виде химических добавок способствует образованию дефектов в кристаллических решетках гидросиликатов кальция, легированию структуры, что приводит к увеличению числа дислокаций и повышению прочности композита.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Гусев, А.И. Нанокристаллические материалы/ А.И.Гусев, А.А.Рампель.– М.: Физматлит, 2000, – 224с.
2. Губкин, С.И. Пластическая деформация металлов. Т.2. Физико-химическая теория пластичности/ С.И.Губкин. –М.: Металлургиздат, 1961. –416с
3. Горелик, С.С. Рентгенографический и электронно-оптический анализ/ С.С.Горелик, Ю.А.Скаков, Л.Н.Расторгуев. –М.: МИСиС, 1994.–328 с
4. Гусев, А.И. Нанокристаллические материалы: методы получения и свойства/ А.И.Гусев. Екатеринбург: УроРАН, 1998, – 199с.
5. Particle Size and Strain Analysis by X-Ray Duffraction, H&M Analytical Services, Inc.2002. [http://www.h-and-analytical.com/pdfs/size\\_strain.pdf](http://www.h-and-analytical.com/pdfs/size_strain.pdf)
6. Коршунов, А.Б. Аналитический метод определения параметров тонкой кристаллической структуры по уширению рентгеновских линий/А.Б.Коршунов// Заводская лаборатория. –2004. –№2. –с. 27-32.
7. Тейлор, Х. Химия цемента. Пер. с англ. Байковой а.и. и Т.В.Кузнецовой./Х.Тейлор.–М.:Мир.1996.–560 с.

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 691.54

**КИНЕТИКА ТВЕРДЕНИЯ ЦЕМЕНТНОГО ТЕСТА  
ПОД ВОДОЙ**

*ЯКИМОВИЧ В.Д., ФЕДОРОВИЧ П.Л.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение**

Необходимость в разработке единой теории твердения минеральных вяжущих веществ, на наш взгляд, уже давно переросла из категории настоящей в категорию первостепенной важности.

И связано это отнюдь не с удовлетворением личных научных амбиций кого-либо, а с тем, что невозможно без такой теории на сегодняшний день предложить принципиально новые направления как в разработке новых технологий, так и в получении на их основе материалов с новыми или кардинально лучшими свойствами.

До сих пор технологи годами накапливали (и на сегодняшний день накопили) богатейший экспериментальный материал по разработке новых технологий с использованием портландцемента и его разновидностей. Попытки при этом объяснить поведение цементного бетона на основе теории были. Эти попытки увенчались появлением двух основных теорий: кристаллизационного и топохимического твердения с различными вариациями. Однако стройности, под которой подразумевается возможность объяснения поведения цемента от момента затворения его водой до получения камня, ни од-

на из существующих теорий не имеет. Чаще всего испытатели берут для объяснения конкретного явления ту теорию, которая больше для объяснения данного явления подходит. Но это, конечно, лучше, чем “принципиальное” отстаивание позиций одной из существующих теорий, несмотря на ее полное несоответствие вновь открывшемуся явлению. В этом случае появляются загадочные для обывателя и совершенно бессмысленные для специалистов словосочетания и понятия вроде ван-дер-ваальсовых сил “ближнего и дальнего действия”, “центров кристаллизации” (это в среде с огромными насыщениями и значениями РН при крошечных дозировках указанных центров), “перезарядки поверхности”, “образованием или отравлением энергетически активных центров” (причем без ссылки на конкретный “яд”, который в одном месте подразумевается как яд, а в другом так совсем уже наоборот, причем без указания причин), упоительными ссылками на двойной электрический слой, который с удовольствием регистрируют, но ... никуда не “приделяют”, рассуждения о “растворении” в стесненнейших условиях гелевой пористости и т.д.

Не так давно раскрыт детальный механизм гипертонической болезни, который позволил быстро разработать лекарства, воздействующие на процесс развития болезни на не менее чем пяти его стадиях и участках. В данном случае медицина, как пример, подходит лучше всего – как лечить, не зная диагнозов?

Поэтому повторимся: разработка детальной единой теории твердения минеральных вяжущих, детально описывающая весь процесс твердения – настоящая, жизненная необходимость.

Нам представляется, что твердение цемента – это пошаговое упрочнение структуры, переход от меньших по значению сил к большим.

Рассмотрим их на самых ранних стадиях – от момента приливания воды.

Согласно широко распространенным представлениям [1,2], формирование коагуляционной структуры цементного теста происходит в следующей последовательности:

- растворение минералов цемента и гипса;
- пересыщение жидкой фазы;

– выпадение из раствора кристаллов коллоидного размера и их группирование на поверхности непрореагировавших цементных зерен;

– образование за счет коллоидных связей коагуляционной структуры, упрочняющейся во времени при непрерывном увеличении числа частиц и контактов их сцепления.

Такое объяснение представляется нам поверхностным. У него много недостатков. Остановимся на двух:

– не упоминается образование и роль двойного электрического слоя (ДЭС), хотя его наличие на определенном этапе признано всеми;

– трудно объяснить наличие индукционного периода – временного отрезка, когда твердение происходит, а структурная прочность цементного теста не растет.

Предложен иной механизм структурообразования цементного камня вообще и формирования коагуляционной структуры цементного теста в частности [3].

При перемешивании цемента с водой идет процесс обводнения цементных агрегатов: естественным и принудительным путем происходит перераспределение воды на смачивание внешней и доступной внутренней поверхности агрегатов, на диспергирование цементных флокул. Кроме того, процесс перемешивания дает возможность цементным агрегатам различного размера и конфигурации найти свое место в системе, упорядочить взаимное расположение и приобрести при этом наиболее плотную структуру с минимумом потенциальной энергии.

Какова при этом роль ДЭС?

Сразу после приливания воды начинается процесс растворения, который обусловлен, с одной стороны, дипольным строением молекулы воды, а с другой – броуновским характером ее движения. Адсорбция молекул воды (физическая и химическая) на поверхности минералов цемента ослабляет силу сцепления их компонентов, а свободные молекулы воды, бомбардируя поверхность благодаря своему хаотическому движению, “выбивают” прогидротировавшие ионы и их комплексы из решетки минерала – идет растворение. В этот период процесс крайне хаотичен и напоминает бурлящий суп.

Подобная ситуация наблюдается и в эксперименте, когда мы смешиваем цемент с водой, количество которой значительно пре-

восходит необходимое для достижения нормальной густоты, либо когда большим количеством воды затворяем очень тонко помолотый цемент, и он полностью растворяется.

Все эти случаи объединяет то, что нет силы, скрепляющей цементные частицы между собой, нет коагуляционной структуры с прочностью на сдвиг.

Вернемся к обычным цементам и обычным В/Ц. По мере растворения все больше молекул воды связывается с образующимися ионами, все меньше остается свободной воды, движение в системе замедляется. Созданы условия для образования ДЭС. Он состоит из плотного и стационарного гельмгольцевского монослоя одного знака и “размытого” штерновского с противоположным знаком.

В отношении цемента это и есть “сольватная” оболочка. И хотя в значительной своей части она и состоит из молекул воды, но, тем не менее, по своей структуре отличается от воды свободной. В связи с этим необходимо признать появление границы раздела фаз “сольватный слой – свободная вода”. Сольватированные частички цемента, коснувшись друг друга этими границами, тут же пойдут на сближение, влекомые силой, стремящейся сократить площадь этой границы. Сближение будет продолжаться до момента, когда силу сближения уравнивает сила отталкивания электростатической составляющей ДЭС. Таким образом, созданы типичные условия существования относительно стабильной структуры – структуры, существующей благодаря наличию двух взаимно уравновешивающих сил.

Разница в структурной прочности цементного теста с В/Ц=НГ и В/Ц=0,876•НГ, объясняется лишь тем, что во втором случае, при недостатке воды и образовании в тесте воздушной прослойки, мы получаем границу раздела фаз “сольватный слой – воздух”, мера свободной энергии которого (поверхностное натяжение) намного выше границы “сольватный слой – свободная вода”.

Задачами настоящих исследований являлись:

1. изучение влияния условий твердения на сроки схватывания цементного теста нормальной густоты;
2. изучение влияния условий твердения на изменение пластической прочности цементного теста нормальной густоты.

## 1. Методика проведения исследований

Испытания проводились на ПЦ 500 Д0, изготовленном ОАО «Красносельскстройматериалы».

Характеристики:  $K_{нт}=0,2725$ ; I группа эффективности при пропаривании; средняя активность при пропаривании 38,2 МПа.

Порядок проведения эксперимента: цемент затворяли водой в количестве, соответствующем нормальной густоте, полученное цементное тесто помещали в четыре кольца с поддонами так, чтобы поверхность цементного теста в уплотненном состоянии не доходила до верхней части кольца на 5-7 мм. Тесто уплотняли встряхиванием 5-6 раз, постукивая поддонами о твердое основание. В двух кольцах на поверхности теста делали прослойку воды, т.е. доливали воду до верхней части кольца. Два кольца, одно из которых с прослойкой воды, предназначены для определения сроков схватывания, а два других для определения пластической прочности. После этого определяли сроки схватывания при помощи прибора Вика [4] и пластическую прочность твердеющего цементного теста при помощи рычажно-конического пластометра (МГУ) в каждом из колец.

## 2. Результаты экспериментальных исследований

### 2.1. Сроки схватывания цементного теста.

Результаты испытаний по определению сроков схватывания цементного теста приведены в таблице 1.

**Таблица 1. Сроки схватывания цементного теста**

	в воздушной среде	под водой
$H_{сх}$	3ч 08мин	3ч 08мин
$K_{сх}$	4ч 38мин	5ч 14мин

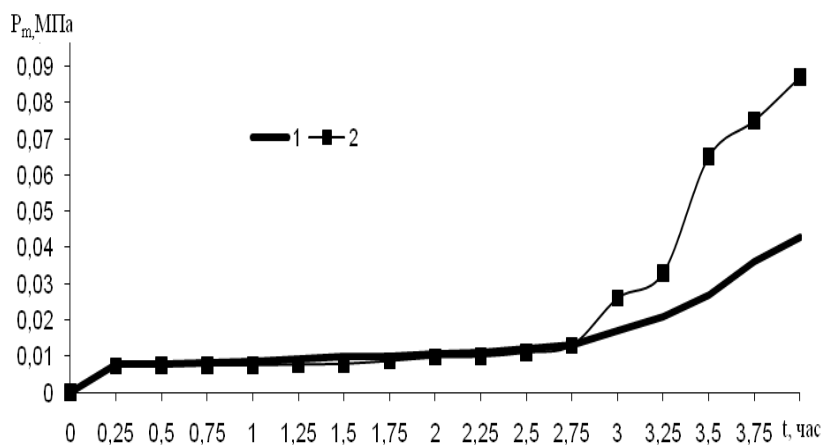
### 2.2. Пластическая прочность.

Результаты испытаний по определению пластической прочности приведены в таблице 2 и на рисунке 1.

**Таблица 2. Пластическая прочность цементного теста**

Время, ч	Пластическая прочность цементного теста в воздушной среде, МПа	Пластическая прочность цементного теста с прослойкой воды над ним, МПа
0,25	0,0073	0,0078
0,50	0,0075	0,0078
0,75	0,0075	0,0083
1,00	0,0075	0,0086
1,25	0,0077	0,0094

1,50	0,0079	0,0098
1,75	0,0087	0,0100
2,00	0,0097	0,0108
2,25	0,0099	0,0110
2,50	0,0110	0,0120
2,75	0,0130	0,0130
3,00	0,0260	0,0170
3,25	0,0330	0,0210
3,50	0,0650	0,0270
3,75	0,0750	0,0360
4,00	0,0870	0,0430



1—твердение цемента под водой, 2—твердение цемента в воздушной среде  
Рисунок 1. Пластическая прочность цементного теста

### 3. Выводы

3.1. При проведении испытаний установлено, что начало схватывания цементного теста в различных условиях твердения не изменяется, а конец схватывания теста, твердевшего в воде, увеличивается на 38 мин по сравнению с тестом, твердевшим в воздушной среде.

3.2. Из полученных данных видно, что процессы структурообразования цементного теста в воде и в воздушной среде незначительно отличаются в начальные сроки ( $\approx 2$ ч 45мин), однако затем наблюдается резкое опережение роста пластической прочности цементного теста, твердевшего в воздушной среде.

### Заключение

Таким образом, мы предполагаем, что в цементном тесте вместо границы “сольватный слой – вода” на определенном этапе твердения, совпадающем с началом схватывания, образуется граница “сольватный слой – воздух”, что резко увеличивает значение свободной энергии ( $\sigma$ ) на границе раздела. И наоборот: цементное тесто, находящееся под водой, несмотря на продолжающуюся гидратацию, имеет постоянную подпитку водой, что поддерживает наличие раздела “сольватный слой – вода” и занижает значение пластической прочности системы.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Ахвердов И.Н. Высокопрочный бетон.-М., 1961. 163 стр.
2. Методы исследования цементного камня и бетона./под редакцией Ларионовой З.М.-М.:Стройиздат., 1970. 159 стр.
3. Якимович В.Д. Аэротермоактивация цемента и наполнителей в бетонах: Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук:1979/ Якимович В.Д.-Минск.,1990.-173 л.
4. Цементы. Методы определения нормальной густоты, сроков схватывания и равномерности изменения объема: ГОСТ 310.3-76.- Введ. 01.01.78.-Москва: Министерство промышленности строительных материалов СССР, государственный комитет СССР по делам строительства Министерством энергетики и электрификации СССР,1978.- 9 с.



## **РАЗДЕЛ VI. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ**

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 69.58

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ ЕВРОКОДЫ И ИХ ПРИМЕНЕНИЕ ПРИ  
ГЕОТЕХНИЧЕСКОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ И ОБУЧЕНИИ  
СТУДЕНТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ СПЕЦИАЛЬНОСТЕЙ НА  
ПРИМЕРЕ ЕВРОКОДА 7**

*КРАВЦОВ В.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение**

Для приведения в соответствие европейских строительных норм и стандартов (Еврокоды, EN Eurocode) с национальными техническими нормативными правовыми актами в области строительства (далее ТНПА РБ) Минстройархитектуры РБ (письмо №06-2-05/1345 от 03.03.10 г. и №01-2/2/134 от 04.03.10 г. [1]) ввел в действие с 01.01.2010 г.-58 ТНПА по проектированию конструкций из различных материалов, идентичных Еврокодам. Из них 33 ТКП EN разработаны с национальными приложениями в соответствии с европейским Руководством по внедрению Еврокодов. Предварительно, в ноябре-декабре 2009 г. постановлениями Госстандарта, утверждено 668 европейских стандартов (СТБ EN), на которые даются ссылки в утвержденных 01.01.2010 г. Еврокодах, гармонизированных в соответствии с Директивой 89/106 ЕЕС.

Информация о введенных в действие ТНПА размещена на официальном сайте РУП «Стройтехнорм» [www.stn.by](http://www.stn.by) в разделе «Стан-

дартизация». Выход на этот сайт осуществляется с официального сайта Минстройархитектуры [www.mas.by](http://www.mas.by) — раздел «Нормативно-правовые акты».

Введенные в действие с 1 января 2010 г. СТБ ЕН, подготовленные Минстройархитектуры РБ к утверждению по ускоренной процедуре, находятся в свободном доступе на сайте РУП «Стройтехнорм» и предоставляются им всем заинтересованным лицам в установленном порядке.

По данным Минстройархитектуры РБ [1] утвержденные и введенные в действие в Республике Беларусь европейские стандарты не предполагают отмены действия национальных ТНПА, развивающих положения Норм бывшего СССР. Допускается применять их наряду с Еврокодами. Это дает возможность взаимного сотрудничества между странами СНГ, включая экспорт белорусской строительной продукции и услуг в эти страны, а также возможность привлечения инвесторов из этих государств в Республику Беларусь.

В то же время, принятые в Республике Беларусь ТКП ЕН и СТБ ЕН позволяют расширять экспорт строительной продукции и услуг в страны Восточной и Центральной Европы, а также снять технические барьеры при реализации зарубежных инвестиционных проектов на территории страны.

Согласно [1], решение о применении при проектировании тех или других норм (ТНПА, Еврокоды) принимается заказчиком и проектной организацией с указанием этого условия в контракте (договоре) на проектные работы, задания на проектирование.

Исходя из этого, в настоящей статье ниже даны комментарии по применению Еврокодов в Республике Беларусь на примере Еврокода 7 для геотехнического проектирования объектов и обучения студентов строительных специальностей.

### **Структура, цели Еврокодов и их статус**

В 1975 году Комиссия европейских сообществ СЕС приняла решение о программе действий в области строительства, основанной на статье 95 Римского договора. Целью программы было устранение технических преград в торговле и гармонизация технических требований в европейском союзе и установления системы общих технических правил для проектирования зданий и инженерных со-

оружений, которые, в конечном счете должны заменить различные правила разных стран - членов Сообщества.

Через 15 лет Комиссия с помощью Руководящего комитета, состоящего из представителей государств - членов Сообщества, подготовила программы Европейских норм и правил (Еврокодов), первое поколение которых было опубликовано в 1980 году.

В 1989 году Специальным соглашением между Европейским комитетом по стандартизации (СЕН) и Европейской комиссией подготовка и публикация Еврокодов были переданы СЕН, таким образом обеспечив в будущем статус Еврокодов как стандартов Европейского сообщества (ЕН).

Программа Строительных Еврокодов включает следующие стандарты:

- EN 1990, Еврокод 0: Основы строительного проектирования
- EN 1991, Еврокод 1: Воздействия на конструкции
- EN 1992, Еврокод 2: Проектирование бетонных и железобетонных конструкций
- EN 1993, Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций
- EN 1994, Еврокод 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций
- EN 1995, Еврокод 5: Проектирование деревянных конструкций
- EN 1996, Еврокод 6: Проектирование каменных конструкций
- EN 1997, Еврокод 7: Геотехническое проектирование
- EN 1998, Еврокод 8: Проектирование сейсмостойких конструкций
- EN 1999, Еврокод 9: Проектирование алюминиевых конструкций

В Еврокодах приводятся параметры, определяемые на национальном уровне, что позволяет учитывать географические, геологические и климатические условия, а также степень безопасности, приемлемую для конкретной страны-участницы. Для каждого параметра, определяемого на национальном уровне в Еврокодах приводятся рекомендованные значения (значения по умолчанию). При этом, страны-участницы могут устанавливать собственные значения параметров, определяемых на национальном уровне, если они обу-

словлены необходимостью гарантии безопасности при проектировании и выполнении работ по строительству зданий и сооружений в пределах данной страны. Уточненные значения параметров указываются в Национальном приложении.

### **Область применения Еврокодов**

Страны-участницы ЕС и ЕАСТ определяют Еврокоды как рекомендательные документы для обеспечения единства требований в области гражданского строительства. Директива ЕС 89/106/ЕЕС о выработке типовых договоров на проведение инженерно-строительных работ согласуется с европейскими соглашениями о технических условиях (стандарты EN и ETA) сдачи строительных объектов и продукции.

Еврокоды включают общие правила строительного проектирования, охватывающие как типовые традиционные конструкции в целом, так и их унифицированные инновационные компоненты. Для проектирования сложных объектов требуется дополнительное экспертное заключение.

### **Применение Еврокодов с учетом национальных стандартов**

Еврокоды с учетом национальных стандартов должны содержать опубликованный CEN полный текст используемого Еврокода и Национальное приложение к нему, снабженное заглавной страницей, введением и приложениями.

Национальное приложение может содержать информацию о параметрах, используемых в области гражданского проектирования и строительства:

- величины и / или единицы измерения, для которых в Еврокоде предусмотрены другие обозначения;
- величины, которые необходимо вводить самостоятельно, если в Еврокоде указано только обозначение;
- специфические данные конкретной страны (географические, климатические и т.п.), например, карта снегового покрова и при необходимости:
- информативные приложения;
- альтернативные варианты и процедуры;
- ссылки на дополнительную информацию, помогающую в применении Еврокода и не противоречащую ему.

Еврокоды, опираясь на Европейские Стандарты (EN), применимые к продукции и испытаниям, обеспечивают единство методов расчета прочности элементов строительных конструкций. Условия строительного проектирования и оценка устойчивости оговариваются только, в общем, с последующим учетом специфики применяемых материалов.

Таким образом, Еврокоды в качестве согласованной системы с едиными правилами обеспечивают свободу предоставления услуг в сфере гражданского проектирования.

В декабре 2003 г. Еврокоды были официально рекомендованы Европейской Комиссией для строительного проектирования, расчета прочности и устойчивости несущих конструкций. Странам-участницам ЕС было рекомендовано подготовить инструкции по применению Еврокодов, в частности в рамках высшего образования, курсов переподготовки и повышения квалификации инженерно-технического состава.

На рисунке 1 показана структура системы европейских стандартов для зданий и инженерных сооружений на примере использования Еврокода 7 «Геотехническое проектирование», который наряду с Еврокодами 0,1 и 8 является основополагающим при проектировании всех типов сооружений, независимо от их материалов.

По аналогии с описанной европейской практикой, но в более сжатые сроки, указанная работа по гармонизации европейских и национальных норм была проведена в Республике Беларусь (см. Введение).

В связи с этим возникло много вопросов, связанных с их освоением в практике проектирования, производстве и порядке действия.

### **Комментарии по вопросу применения Еврокода 7**

Еврокод 7 предназначен для проектирования оснований и фундаментов всех типов сооружений, в т.ч. подпорных конструкций. Он позволяет делать расчеты геотехнических воздействий на сооружение, а также устойчивости грунта, подверженного воздействию от сооружения. В документе имеются все предписания (требования) и правила для выполнения геотехнической части строительного проекта.

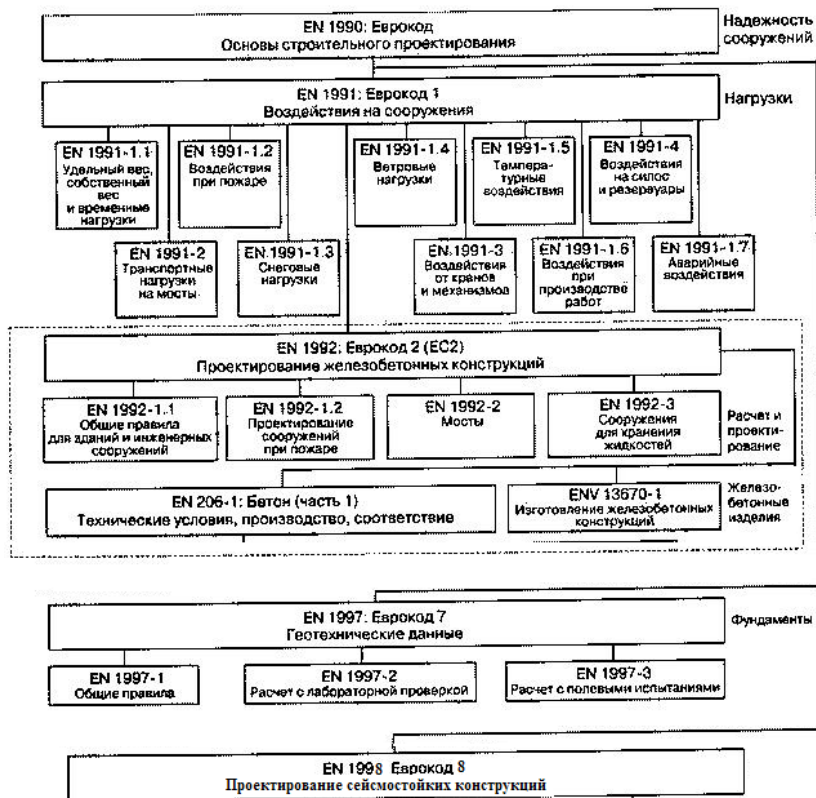


Рисунок 1. Структура системы европейских стандартов для зданий и инженерных сооружений на примере Еврокода 7

Еврокод 7 состоит из двух частей: EN 1997-1 «Геотехническое проектирование. Часть 1. Основные правила» [3]; EN 1997-2 «Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунтов» [4]. В настоящей статье рассматривается только часть 1. Ее создание было тесно связано с разработкой EN 1990 «Еврокод 0: Основы строительного проектирования» (СЕН, 2002) [5].

Выше указывалось, что каждое государство имеет право дополнять основные правила EN, в т.ч. Еврокода 7 требованиями национального применения с целью уточнения расчетных моделей и правил проектирования для каждой конкретной страны, но при любых

обстоятельства национальные стандарты не должны противоречить базовым принципам Еврокода 7 во всех аспектах.

Часть 1 Еврокода 7 «Основные правила» является общим документом, излагающим только принципы геотехнического проектирования в рамках метода расчета по предельным состояниям (LSD). В частности в нем дается общий расчет геотехнических воздействий массива грунта на структурные элементы сооружения в виде: опор, фундаментов, свай, подземных частей зданий и др., а также деформаций и напряжений, возникающих в грунте от внешних воздействий. Отдельные детальные сведения проектирования или расчетные схемы и принципы (точные формулы, графики и др.) приводятся в «информативных» (рекомендуемых) приложениях и одном нормативном (обязательном) приложении А, где указаны «парциальные (частные) множители и корреляционные коэффициенты для критических предельных состояний по прочности и рекомендованные значения».

Информационные приложения (В-І) являются необязательными и содержат ценные материалы по проектированию плитных и свайных фундаментов в виде примеров методов оценки их несущей способности и деформативности, которые могут быть приняты в качестве национальных

В Еврокоде 7 изложены принципы определения геотехнических воздействий ( $P$ ), воздействий от сооружения ( $G$  и  $Q$ ), «реакции» грунта ( $R$ ), но также и деформации грунта и его прочность ( $R_I$ ) в соответствии с его «реакциями» ( $E$ ), под которыми понимают силы со стороны грунта, уравнивающие воздействия сооружения ( $G$  и  $Q$ ), и геотехнические воздействия ( $P$ ) на сооружение. Значения устойчивости грунта соответствуют предельным значениям его «реакций» в проверяемых предельных состояниях по прочности (ULS), то есть должно соблюдаться условие  $E < R$ .

Это предполагает, что должны быть предварительно определены нагрузки на элементы сооружений и их смещений при контакте с грунтом. При этом следует отметить, что многие из требований Еврокода 7 не применимы без обращения к численному моделированию (например, как в случае определения сдвига фундаментов).

Проверку предельных состояний по прочности (ULS), устанавливаемых частью 1 Еврокода 7 следует производить в соответствии с Еврокодом 0 «Основы строительного проектирования» [5].



Проверяется не превышение следующих предельных состояний:

- EQU — нарушение равновесного состояния сооружения или грунта, при котором прочность их материалов является несущественной для обеспечения устойчивости;
- STR — внутреннее повреждение или чрезмерная деформация сооружения или его структурных элементов (опор, свай, стен подвалов и т.д.), при которых прочность материалов сооружения является значительной для обеспечения устойчивости;
- GEO — разрушение или чрезмерная деформация грунта, при которых прочность дисперсного или скального грунта является значительной для обеспечения устойчивости;
- U PL — нарушение равновесного состояния сооружения или грунта из-за «напорного» давлением воды (всплытия) или других вертикальных воздействий;
- HYD — гидравлическое вспучивание, внутренняя эрозия и суффозия в грунте, вызванные гидравлическими градиентами.

Предельные состояния должны быть проверены для сочетаний воздействий, соответствующих следующим проектным ситуациям [5]: постоянным и кратковременным (соответствующие комбинации называются основными); случайным; сейсмическим (которые отражены также в части 5 Еврокода 8, (EN 1998-5).

Расчетные величины воздействий и их комбинаций определены в [5] (парциальные (частные) коэффициенты  $\gamma$  для постоянных воздействий и коэффициенты  $\Psi$  для сопутствующих непостоянных воздействий).

Для STR и GEO в EN 1997-1 [3] указано, что надо убедиться в соблюдении условия  $E_d < R_d$  (где  $E_d$  — расчетная величина эффекта всех воздействий;  $R_d$  — расчетная величина соответствующей устойчивости, или прочности).

В связи с тем, что грунты (сыпучее тело) значительно отличаются от надземных конструкций (твердые тела), принцип проектирования по «предельным состояниям» не нашел широкого применения в европейской геотехнике. Поэтому, среди специалистов разработчиков Еврокода 7 возникли существенные разногласия по формату проверки предельных состояний STR и GEO. Некоторые инженеры-геотехники настаивали на двойной проверке (неопределенности внешней нагрузки и устойчивости грунта), а другие предпо-

читали использование только одного формата сочетаний воздействий [10].

В связи с этим, в Еврокоде 7 рекомендуются три различных подхода к проектированию: ПП1, ПП2, ПП3 (Design Approaches 1, 2, 3: DA1, DA2, DA3), выбор одного из которых должен происходить уже на уровне отдельной страны, то есть каждое государство может в своем национальном приложении определить тот подход, который будет использоваться там для всех типов геотехнических сооружений (фундаментов на естественном основании, свайных фундаментов, подпорных конструкций, склонов, общей устойчивости). В настоящее время ПП1 (DA1) принят в Англии и еще в 6-ти Европейских странах; ПП2 (DA2) – примерно в 9-ти странах; ПП3 (DA3) – в 3-х странах.

Сущность трех подходов к проектированию ПП1-ПП3 заключается в следующем [4-6]:

- ПП1 (DA1) — в этом подходе применяются отдельные расчетные проектные значения из таблиц A1 и A2 [5] по отношению к геотехническим воздействиям, а также прочим воздействиям (в общих случаях задание размеров фундаментов - осуществляется по таблице A2 [5], а устойчивость сооружения — по таблице A1 [5];

- ПП2 (DA2) — применяются проектные значения из таблицы A1 [5] по отношению к геотехническим, а также прочим воздействиям;

- ПП3 (DA3) — применяются проектные значения из таблицы A2 [5] по отношению к геотехническим воздействиям и, совместно с этим, применяются парциальные (частные) коэффициенты из таблицы A1 [5] по отношению к прочим воздействиям.

Таким образом, 1-й подход к проектированию ПП1 (DA1) является двойной проверочной процедурой, взятой без изменения из предварительного стандарта ENV 1997-1. 2-й и 3-й подходы к проектированию (ПП2 (DA2) и ПП3 (DA3)) представляют собой новые процедуры, использующие один формат сочетаний воздействий. ПП2 (DA2) разработан с «коэффициентами устойчивости» для грунта (RFA), в то время как ПП3 (DA3) использует для грунта «коэффициенты материалов» (MFA).

При этом, при любом подходе к проектированию (ПП1-ПП3) предельные состояния STR и GEO проверяются с помощью одних и

тех же значений частных коэффициентов, то есть для одних и тех же сочетаний воздействий.

Один из основных разделов части 1 Еврокода 7 касается предельных состояний по эксплуатационной надежности (SLS) и регламентирует значения перемещений [4]), в частности:

- не допускаются предельные состояния по эксплуатационной надежности (SLS) для открытых каркасных конструкций, не засыпанных каркасов и несущих или сплошных кирпичных стен (максимальный относительный поворот может составлять  $1/2000$  и  $1/300$ );
- рекомендуется максимальный относительный поворот  $b = 1/500$  для предельных состояний по эксплуатационной надежности (SLS) и  $b = 1/150$  для предельных состояний по прочности (ULS);
- для обычных сооружений с отдельными фундаментами рекомендуется общая осадка до 50 мм.

Приведенные ограничения могут служить только в качестве справочных, при отсутствии проектных данных предельных значений для деформаций сооружений. Они касаются типовых зданий с равномерной интенсивностью нагрузок. Но, когда сооружение относится к повышенному уровню ответственности или когда нагрузка является неравномерной, их следует использовать как предварительные.

В заключение следует отметить, что несмотря на одинаковые подходы, заложенные в геотехническое проектирование сооружений (2-а предельных состояния: по прочности и деформациям), в частных вопросах реализации принципа «надежности» Еврокоды и ТНПА имеют существенные различия. Поэтому, для успешного освоения принятых Еврокодов в практике проектирования в условиях Республики Беларусь, необходимо разработать комплекс мероприятий в соответствии с Руководством Евросоюза по внедрению Еврокодов в каждом отдельном государстве. В частности, наладить соответствующее обучение в области образования, переподготовки и повышения квалификации инженерно-технических специалистов строительных организаций.

Учитывая большую потребность в специалистах, владеющих методами проектирования с использованием европейских строительных норм (Еврокодов) на кафедре «Геотехника и экология в строи-

тельстве» БНТУ в типовом учебном плане специальности 1-70.02.01 «Промышленное и гражданское строительство» в разделе «Механика грунтов, основания и фундаменты» предусмотрены лекционные часы, часы практических занятий и контрольных работ в 7 и 8 семестрах по изучению Еврокодов и методов геотехнического проектирования с использованием Еврокода 7 с включением этих материалов в курсовой проект по проектированию оснований фундаментов для промышленных зданий. Материалы по геотехническим расчетам из Еврокода 7 включены в разработанные на кафедре Методические указания к практическим занятиям и по разработке курсового проекта [7, 8].

### **Заключение**

1. С 1 января 2010 г. Национальный комплекс технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства (ТНПА) дополнен большим блоком европейских норм и стандартов (Еврокодов), которые были подготовлены и введены в действие в очень сжатые сроки. В результате, при практическом применении указанных документов, возникло большое количество вопросов, связанных с практическим использованием утвержденных документов, их статусом, порядком действия и соотношения с национальными ТНПА.

2. Анализ Еврокодов и практика их применения, в частности при геотехническом проектировании сооружений показывает, что общие принципы и подходы к обеспечению безопасности и долговечности зданий, энергосбережения, комфортного пребывания людей в значительной степени совпадают с требованиями национальных ТНПА, хотя в деталях, в частности в обеспечении надежности, имеют свои существенные отличительные особенности (в сторону занижения), обусловленные исторически сложившимися традициями в области теории (применения расчетных моделей) проектирования, производства определенных видов строительных материалов, технологии проведения работ, уровня развития инфраструктуры, направленности социальной политики и другими факторами. Но аналогичные отличия имеются также между требованиями национальных Евроноорм различных стран Евросоюза, например, Германии, Великобритании, Франции и др. (подходы к проектированию ПП1-ПП3 и др.).

При этом следует отметить, что в целом требования нормативных документов указанных стран значительно жестче отдельных требований национальных ТНПА Республики Беларусь, особенно с учетом принятых в последнее время изменений. Имеющиеся отклонения в сторону, как ослабления, так и ужесточения требований связаны с технической оснащенностью строительного комплекса разных стран, наличием нормативно установленных иных мер и компенсирующих мероприятий, страхованием рисков, и не могут рассматриваться в отрыве от комплекса взаимоувязанных мероприятий принятых в конкретном государстве.

3. Для успешного освоения Еврокодов и европейских стандартов в практике проектирования необходимо разработать или приобрести соответствующее программное обеспечение европейских норм, произвести переподготовку и повышение квалификации различных категорий специалистов.

Организация обучения разработки и внедрения соответствующих программ в первую очередь должна коснуться системы высшего и среднего специального образования посредством переподготовки и повышения квалификации кадров, проведения круглых столов, обучающих семинаров, международных конференций и др.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Письмо Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь и Департамента контроля и надзора за строительством Государственного комитета по стандартизации Республики Беларусь от 3 марта 2010 года № 06-2-05/1345; от 4 марта 2010 года № 01 -2/2/134 «О введении в действие европейских стандартов и норм в области проектирования и строительства».-Минск: МАиС РБ, 2010.-2с.

2. CE 2003. Recommendation on the implementation and use of Eurocodes (2003/887/EC) / Official Journal of the European Union. 19.12.2003. EN L 332/62 &63.

3. CEN 2004. Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules. EN 1997-1: 2004 (E, F, G). November 2004. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.

4. CEN 2007. Eurocode 7: Geotechnical design. Part 2: Ground investigation and testing. EN 1997-2:2007 (E). March 2007. Brussels: European Committee for Standardization, 2007.

5. CEN 2002. Eurocode: Basis of structural design. European standard. EN 1990: 2002. Brussels: European Committee for Standardization, 2002.

6. Frank R., Magnan J.P. A few thoughts about ultimate limit states verifications following Eurocode 7 (in French) / Proc. 12-th European Conf. Soil Mechs. & Geot. Engng. Workshop on the Eurocodes. Amsterdam, 1999. V. 3. P. 2179-2183.

7. Расчет оснований фундаментов с использованием методов Еврокод 7/Механика грунтов, основания и фундаменты: Методические указания к выполнению курсового проекта для студентов строительных специальностей 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», 1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью»//Каф. «Геотехника и экология в строительстве» (общая ред. М.И.Никитенко).-Минск: БНТУ, 2011.-с.34-38.

## **РАЗДЕЛ VII. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012.45

**ИССЛЕДОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
ПОКРЫТИЯ ИЗ ТРЕХСЛОЙНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ  
ПАНЕЛЕЙ С УТЕПЛИТЕЛЕМ  
ИЗ МИНЕРАЛОВАТНЫХ ПЛИТ**

*БАРАНЧИК В.Г., МИНЧЕНЯ Т.П., БАРАНЧИК А.В.*  
Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В Республике Беларусь широко применяются трехслойные металлические панели с утеплителем, в том числе и из минераловатных плит. Белорусские фирмы, выпускающие панели, зарекомендовали себя с положительной стороны не только у нас в республике, но и за ее пределами. Однако материалы статьи говорят о том, что еще не все производители могут гарантировать качество своей продукции.

Исследуемое здание - одноэтажное прямоугольной формы, размером в плане 33,0×126,0 м. Высота здания в коньке – 8,6 м, считая от уровня чистого пола здания. Общий вид объекта см. на рисунке 1. Здание каркасное, выполнено в смешанном каркасе - колонны и ограждающие конструкции железобетонные, покрытие по стальным стропильным конструкциям. Основными несущими конструкциями здания являются: столбчатые фундаменты; железобетонные сборные колонны квадратного сечения; стены из трехслойных панелей с металлическими обшивками с утеплителем из минераловат-



ных плит и из сборных однослойных железобетонных панелей; стальные прогоны; стальные стропильные балки и треугольные фермы покрытия; трехслойные металлические панели покрытия с утеплителем из минераловатных плит.

Наружные стены здания в осях «А», «Г» выполнены из сборных однослойных железобетонных панелей. Торцевые стены здания по осям «1», «22» выполнены из трехслойных панелей с металлическими обшивками с утеплителем из минераловатных плит.

На железобетонные колонны в осях «А-Б», «В-Г» опираются стропильные стальные прокатные балки. Балки двутаврового сечения прокатные, имеют высоту – 294 мм, ширину полки – 99,8 мм, толщину полки – 12,0 мм. Пролет балок – 7,5 м, балки уложены по уклону  $i=0,264$ .

В пролете «Б-Г» стропильные конструкции выполнены в виде треугольных ферм. Фермы изготовлены из замкнутых гнутосварных профилей в заводских условиях. Верхний и нижний пояса ферм выполнены из профиля  $\square 120 \times 100 \times 6$ , решетка из профиля  $\square 80 \times 5$ .

Для опирания панелей покрытия по балкам и фермам уложены стальные прогоны. Прогоны - прокатные швеллеры с высотой сечения – 200 мм, шириной полки 76,0 мм. Прогоны закреплены к коротышам из уголка, закрепленным к верхнему поясу ферм. В местах стыка панелей к прогонам доварены дополнительные элементы из равнополочного уголка 63х6, т.к. стык панелей по длине не был предусмотрен и разработан в проекте на здание.

Геометрическая неизменяемость и пространственную жесткость покрытия обеспечивается системой связей.

В осях «1-2», «9-10», «10-11», «21-22» установлены поперечные горизонтальные связи по верхним поясам ферм. Нижние пояса ферм имеют продольные связи в виде распорок из замкнутого гнутосварного профиля  $\square 100 \times 8$  через 6,0 м по длине. Продольные связи по верхним поясам ферм выполнены в виде распорок из спаренных уголков 75х5.

Для снижения изгибающих моментов от скатной составляющей, пролет прогонов в плоскости ската уменьшен за счет постановки тяжей из круглой стали  $\varnothing 16$ , подкрепляющих прогон в середине пролета. Тяжи воспринимают скатную составляющую и передают её в коньковые узлы стропильных ферм. Дефектов снижающих не-

сущую способность ферм прогонов и балок покрытия в ходе выполнения работ не обнаружено.



Рисунок 1. Общий вид объекта.

Панели покрытия здания – трехслойные с утеплителем из минераловатных плит изготовленные в 2011 г.

Панели покрытия здания опираются на стальные прогоны, уложенные с шагом по горизонтали 3,0 м. Шаг прогонов по уклону составляет 2,95 – 3,15 м. Панели покрытия трехслойные с утеплителем из минераловатных плит - Минераловатные плиты производства ОАО «Гомельстройматериалы». Панели имеют толщину 120 мм. Верхняя и нижняя обшивка панелей изготовлена из оцинкованной стали с защитным полимерным покрытием. Стык панелей принят с замком Roof-Lock.

Панели выполнены по двухпролетной неразрезной схеме. Площадь опирания панелей на прогон составляет для крайних панелей 60 – 65 мм (ширина уголка), для средних – 76 мм (ширина полки швеллера). Панели закреплены на прогонах при помощи 4-х саморезов на каждом прогоне.

Из дефектов панелей покрытия следует отметить: некоторые панели имеют вздутия верхней обшивки с отслоением верхнего слоя обшивки (см. рисунок 2); некоторые панели имеют расслоение

верхней и нижней обшивок от слоя утеплителя (см. рисунок 3). Прогибы данных панелей составляют до 120 мм. Панели фактически лежат на связях между прогонами (см. рисунок 4, 5).

Поверочные расчеты исследованных строительных конструкций покрытия здания выполнены в соответствии с требованиями действующих норм [1-6] на фактические характеристики материалов с сохранением конструктивной схемы здания.

Расчет балок покрытия, уложенных в осях «А-Б», «В-Г», выполненных из широкополочного двутавра №30Ш1 показал, что балки обладают достаточной несущей способностью для восприятия эксплуатационных нагрузок.

Расчет ферм покрытия уложенных в осях «Б-В», выполненных из замкнутых гнутосварных профилей, показал, что фермы покрытия обладают достаточной несущей способностью для восприятия эксплуатационных нагрузок.



Рисунок 2. Отслоение верхней обшивки на промежуточной опоре трехслойных панелей с утеплителем из минераловатных плит.



Рисунок 3. Расслоение трехслойных панелей с утеплителем из минераловатных плит.

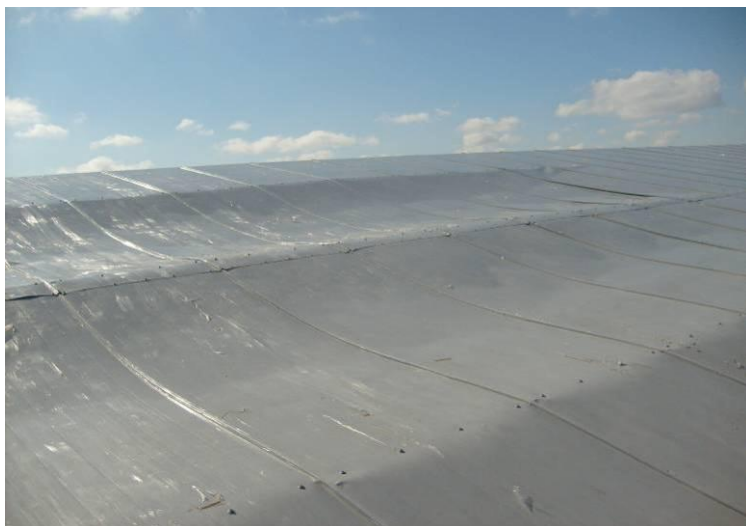


Рисунок 4. Прогобы в пролете «А-В» трехслойных панелей с утеплителем из минераловатных плит.



Рисунок 5. Прогобы в пролете «А-В» трехслойных панелей с утеплителем из минераловатных плит.

Расчет прогонов покрытия показал, что при принятой схеме покрытия (с укладкой трехслойных панелей с утеплителем из минераловатных плит), несущая способность прогонов недостаточна для восприятия эксплуатационных нагрузок. Перегрузка прогонов составляет при установке связей из круглой стали – 16%, при отсутствии – 122%. Перегрузка вызвана тем, что панели покрытия не образуют жесткий диск покрытия и скатная составляющая воспринимается прогонами. В проекте принято сплошное раскрепление прогонов из плоскости.

Панели покрытия уложены по прогонам так, что площадка опирания в местах стыка панелей составляет менее 65 мм. Расчет панели на смятие показал, что несущая способность панели на опоре не достаточна. Панели имеют повреждения в виде вздутия и отслоения обшивок. Обнаружен непрочный монтаж панелей.

Необходимо отметить, что при укладке панелей рез панелей в местах стыков производился вручную, что не может обеспечить необходимую перпендикулярность смежных граней панелей по СТБ 1808-2007. Распределение клея по поверхности обшивок должно быть равномерным. Отсутствие необходимого количества клея на

обшивках привело к тому, что между обшивками панелей и утеплителем образовался зазор, что не допускается СТБ 1808-2007 и привело к недопустимым прогибам и образованию дефектов в панелях покрытия.

На основании анализа результатов исследования строительных конструкций покрытия и выполненных поверочных расчетов сделаны следующие выводы:

1. Балки покрытия, уложенные в осях «А-Б», «В-Г» и выполненные из широкополочного двутавра №30Ш1, находятся в исправном состоянии. Состояние балок оценивается I категорией (исправное).

2. Фермы покрытия, уложенные в осях «Б-В», выполненные из замкнутых гнутосварных профилей, находятся в исправном состоянии. Состояние ферм оценивается I категорией (исправное).

3. Прогоны покрытия находятся в ограниченно работоспособном (не вполне удовлетворительное) состоянии — опасность обрушения отсутствует. Состояние прогонов оценивается III категорией (ограничено работоспособное). Необходимо уменьшить скатную составляющую нагрузки. Рекомендуется рассмотреть следующие варианты:

- Установка дополнительных прогонов с расчетом стропильных ферм на дополнительные внеузловые моменты. Требуется замена панелей покрытия. Покрытие из трехслойных панелей с утеплителем из минераловатных панелей. Требуется демонтаж и замена панелей покрытия.

- Установка дополнительных связей между прогонами и передача скатной составляющей на стропильные конструкции. Покрытие из трехслойных панелей с утеплителем из минераловатных панелей. Требуется демонтаж и замена панелей покрытия.

- Замена прогонов на швеллеры №22 по ГОСТ 8240-89. Покрытие из трехслойных панелей с утеплителем из минераловатных панелей. Требуется демонтаж, замена панелей покрытия и установка одной связи по скату.

- Замена кровельного покрытия с укладкой профилированного настила и креплением его через волну к прогону и создание тем самым жесткого диска. Скатная составляющая в расчетах не учитывается, установка связей по скату не требуется. Требуется демонтаж

панелей покрытия. В этом случае возможно повторное применение панелей демонтированных с покрытия здания как несущих в качестве утеплителя.

4. Серия Б 1.032.2-3.09 по которой выпущены панели поставленные на объект не утверждена и не зарегистрирована в установленном порядке. Работать по данной серии на территории Республики Беларусь нельзя.

5. Панели покрытия не обладают достаточной несущей способностью для восприятия эксплуатационных нагрузок. Прогибы панелей достигают 120 мм. Панели находятся в неработоспособном (неудовлетворительном) состоянии — необходимо срочное ограничение нагрузок. Требуется замена панелей покрытия.

После выполнения предложенных рекомендаций строительство здания было продолжено.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. СТБ 1808-2007. «Панели металлические трехслойные с утеплителем из минераловатных плит. Технические условия». Мн., 2007г.

2. СТБ 1610-2006. «Панели металлические с утеплителем из минераловатных плит и пенопласта. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности и жесткости». Мн., 2006г.

3. СТБ 1740-2007. «Панели металлические с утеплителем из минераловатных плит и пенопласта. Минеральные плиты и пенопласты. Методы определения прочности и модулей упругости при растяжении, сжатии и сдвиге». Мн., 2007г.

4. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012

**ИССЛЕДОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
ЗДАНИЯ-ПАМЯТНИКА АРХИТЕКТУРЫ НАЧАЛА XX ВЕКА**

*БОСОВЕЦ Ф.П., ЛОВЫГИН А.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Обследуемый объект построен в 1917 г. и располагался в центре старой части г. Минска, а ныне по ул. Мясникова, 38. Здание строилось по функциональному назначению, как учебное заведение, для реального училища. В довоенные и послевоенные годы функциональное назначение здания часто менялось, но по планировке оставалось первоначальным. В настоящее время здание принадлежит БГУ и используется как учебный корпус, в котором расположен «Институт переподготовки и повышения квалификации судей, работников прокуратуры и учреждений юстиции в БГУ».

В плане здание – прямоугольной формы с размерами по наружным обмерам 13,0×30,2 м. По высоте здание 3-этажное, бесподвальное с чердачной крышей. Высота помещений на первом этаже – 3 м., на втором – 3,5 м, на третьем – 3,8 м. На всех этажах предусмотрены учебные аудитории и рабочие кабинеты. В средней части здания выделены коридоры, сообщение между этажами и выход на чердак обеспечивает лестничная клетка, расположенная в осях А-Б и 4-5. Дополнительная лестница расположена в торце здания в осях Б-В и 1-2 и связывает только первый и второй этажи.





Рисунок 1. Фасады здания

По конструктивной схеме здание запроектировано с жесткой схемой, где несущими конструкциями являются продольные стены, на которые опираются монолитные железобетонные перекрытия,

обеспечивающие устойчивость здания на горизонтальные и вертикальные нагрузки.

Капитальные стены выполнены из полнотелого керамического кирпича размером 120×270×65 мм., марки на сжатие М120-150, связанного сложным цементно-известковым раствором марки М10-М25.

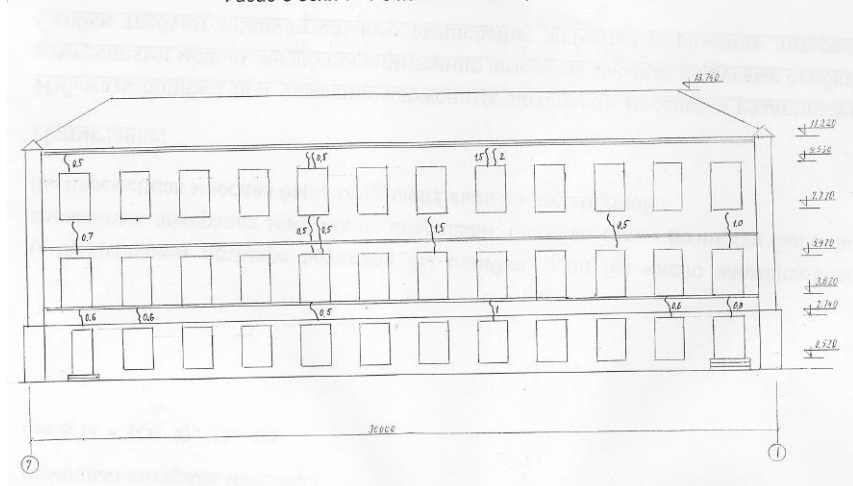
Стены с наружной стороны оформлены архитектурными деталями классического стиля. Главный вход в здание расположен в центре фасада по оси А и выделен небольшим ризолитом, который возвышается над карнизом на 2 м. По всем этажам предусмотрены горизонтальные выступающие пояски, а по углам здания выделяются пилястры. Перемычки над оконными проемами выложены в виде пологих арок. Карнизная часть стены выполнена из фигурного кирпича под классический орнамент.

Первый этаж облицован небольшими бетонными блоками. Толщина наружных стен составляет со штукатуркой – 590 мм, внутренней – 730 мм. По морозостойкости кирпич обладает маркой не ниже F50. глубина заложения фундаментов 1,29...1,43 м от поверхности земли. Фундаменты ленточные из полнотелого кирпича по ширине равной толщине стен, подошва фундамента выполнена без уширительной подушки. Под подошвой имеется бетонная подготовка толщиной 200-260 мм. Основаниями фундаментов служат супеси и суглинки.

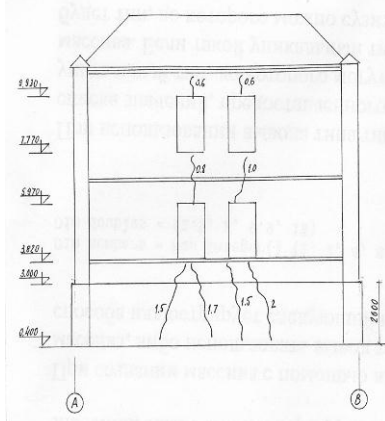
Прочность и несущая способность кирпичных стен здания не вызывает сомнений. Однако во всех наружных стенах обнаружены сквозные трещины с шириной раскрытия от 0,5 до 2,0 мм. Основное количество трещин концентрируется в зонах оконных проемов, где жесткость стен значительно снижена. Следует отметить, все трещины в основном располагаются у оконных проемов верхних этажей (рисунок 4). При просадках грунтов трещины располагаются в зоне цоколя. Анализ за характером развития трещин показал, что все они стабилизировались и могут «дышать» от температурных перепадов. Причиной появления трещин несомненно силовой характер. Из опроса технических работников никто не помнит, когда они появились. По-нашему мнению, рассматриваемое здание, одно из немногих, которое сохранилось с довоенного периода в г. Минске. Видимо, основная причина и характер их образования (в верхних этажах) свидетельствуют, что они образовались от взрывной волны при

взрыве бомб и снарядов вокруг здания в период военных действий в 1941 г., при бомбардировке г. Минска гитлеровскими захватчиками.

Фасад в осях 7-1 с нанесением трещин



Фасад в осях А-В с нанесением трещин



Фасад в осях В-А с нанесением трещин

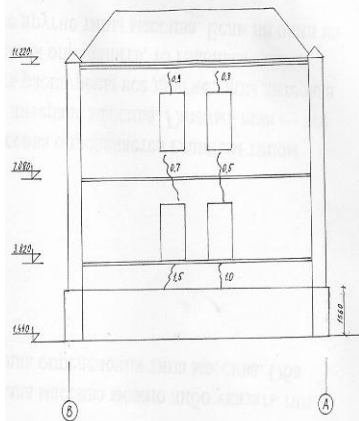


Рисунок 2. Трещины на фасадах здания

Во внутренней продольной стене по оси Б, как наиболее нагруженной, обнаружена лишь одна трещина между вторым и третьим этажами, с шириной раскрытия до 2,0 мм. Хотя в этой стене много дверных проемов и ниш. Все внутренние поперечные стены по кон-

структивной схеме самонесущие, имеют толщину 480 и 570 мм. В этих стенах располагаются ветканалы и дымоходы. Следует отметить, что здание было построено с печным отоплением.

Состояние наружных кирпичных стен, пораженных многочисленными трещинами, снижает монолитность и жесткость стены. Для повышения жесткости кирпичной коробки здания стены на уровне перекрытия над первым этажом и уровне чердака стягиваются стальными тяжами  $\varnothing 25$  S400.

**Междуэтажные перекрытия.** Перекрытия над первым и вторым этажами выполнены из монолитной железобетонной плиты, опирающейся на стальные второстепенные балки из двутавра №18 и на продольные кирпичные стены. Стальные балки уложены с шагом 1000-1100 мм. Плита железобетонная опирается на нижние полки двутавров, принята толщиной 100 мм и заармирована арматурными сетками с рабочей сеткой  $\varnothing 6$  мм (А-I) с шагом 300 мм. Класс бетона плиты  $C^8/_{10}$ . Железобетонные плиты несут нагрузку от собственной массы и массы звукоизоляционной засыпки и в основном играют роль разделительных элементов между этажами. Полезная нагрузка и нагрузка от конструкции пола воспринимается стальными балками из двутавра №18. В железобетонных плитах обнаружены лишь усадочные трещины, идущие вдоль стальных балок. Прочность и несущая способность перекрытий достаточна, перекрытия характеризуются II-III категорией.

**Состояние деревянных конструкций.** Чердачное перекрытие и стропильная система крыши выполнена из деревянных конструкций. Древесина за длительный срок эксплуатации поражена гнилью и жуками-точильщиками на 70%. Состояние конструкций оценивается V категорией, как неудовлетворительное. По ТКП [8] срок службы чердачных перекрытий и стропильной деревянной системы 50 лет. Если и производился какой-либо ремонт в 1954 г., то время уже составляет более 60 лет, что говорит о необходимости ее полной замены.

**Оконные блоки.** За длительный срок эксплуатации оконных блоков и постоянного воздействия на них солнечной радиации и атмосферных осадков в древесине образовались трещины, а переплеты покоробились и перекошились, из-за чего выпадают из переплетов стекла. Деревянные пробки, заделанные в кирпичные стены, к которым крепятся оконные блоки, поражены трухлявой гнилью.

Коробки вываливаются из оконных проемов. Создается большая опасность пользоваться окнами для проветривания аудиторий. Состояние оконных блоков оценивается V категорией, требующей их 100% замены.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции: – Минстройархитектуры РБ, Минск, 2003. – 140 с.
2. СНБ 5.01.08-2000. Кровли. Технические требования и правила приемки.
3. СНиП II.-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. М. : Госстрой.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М. : Госстрой, 1999.
5. ТКП 45-1.04-208-2010. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации.
6. ТКП 45-1.04-37-2008. Обследование зданий и сооружений. Порядок проведения.
7. ТКП 45-1.04-15-2004. Техническая эксплуатация жилых и общественных зданий.
8. ТКП 45-2.04-43-2006. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования.
9. Казачек В.Г. Обследование и испытании зданий и сооружений. Москва, 2004.

1. БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ  
УНИВЕРСИТЕТ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ**

---

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК72.023(44)

**ЖЕЛЕЗОБЕТОН В ТВОРЧЕСТВЕ БРАТЬЕВ ПЕРРЕ**

*БУДЫКО Н.С.*

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Появление железобетона в архитектуре Франции в середине XIX века оказало сильное влияние на направленность творческих поисков архитекторов. Первые опыты использования бетона при строительстве жилых домов, общественных и промышленных сооружений дали возможность выявить некоторые физические и конструктивные свойства бетона. Интересно, что едва ли не главными достоинствами бетонных монолитных конструкций «с металлическими стержнями» называли их огнестойкость и гигиеничность. Последующие разработка и изучение свойств бетона, системы армирования открыли новые возможности для использования этих конструкций. Уже к началу XX века значительно увеличились масштабы научных исследований в области железобетона, что вызвало появление специальной литературы, посвященной этому вопросу. Создавались фирмы, занимающиеся строительством сооружений из железобетона. Франция приняла регулирующие производство и использование железобетона постановления.

С 1906 года железобетон получил во Франции официальное признание. Но только Тони Гарнье и братья Огюст и Густав Перре сле-

ляли железобетон материалом архитектуры нового времени. Впоследствии Огюст Перре назовет это «ретроспективным возрождением».

Родившийся в Брюсселе в 1874 году в семье строителя, Огюст Перре учился в Школе изящных искусств в Париже, не окончив которую, начал работу в строительной фирме отца вместе с братьями Густавом и Клодом.

Все творчество Огюста Перре связано с железобетоном, поисками возможностей применения нового материала, выявления его эстетических достоинств и выразительных средств, с помощью которых можно в полной мере раскрыть преимущества железобетона.

В основе концептуального подхода к решению этой дилеммы лежит его собственное высказывание: «Техника, поэтически выраженная, претворяется в архитектуру»

Хрестоматийным примером использования железобетонного каркаса впервые в практике строительства служит жилой дом по ул. Франклина в Париже, построенный в 1905 году братьями Перре. Все последующие постройки архитекторов демонстрируют их талант конструкторов и архитекторов, умение искать, находить и впервые в истории строительства применять новые конструктивные и планировочные решения, архитектурные формы и декоративные приемы, совмещая все это с жесткой экономией финансов.

В гараже на улице Понтье в Париже, возведенном в 1905 году, впервые использован лицевой бетон. Фасад гаража, выполненный из бетона и стекла, до сего времени выглядит современным. Театр Елисейских полей (1911-1913г.г.), вмещающий более 2000 зрителей, является первым крупным общественным сооружением Перре, целиком возведенным из железобетона. Братья внесли много нового и в планировочное решение театра, включающее три зала, сделав более удобной его эксплуатацию и обеспечив возможность быстрой эвакуации зрителей.

В 1915 году они разработали проект производственных сооружений для порта в Касабланке (Марокко), в котором вновь проявили себя новаторами: возвели тонкую железобетонную оболочку.

В двадцатые-тридцатые годы, а затем в послевоенное время архитекторы Перре очень плодотворно работали. В списке их построек литейный завод, Морское министерство, центр атомных исследований, ратуша, церкви и многое другое. С 1928 года Огюст Перре

был профессором Специальной школы архитектуры в Париже, а с 1948 года - почетным президентом Международного союза архитекторов.

К числу его новаторских работ относится церковь Божьей матери утешительницы (Notre Dame de la Consolation), построенная в 1929 году из железобетона в городе Ранси недалеко от Парижа.

К 1921 году город Ранси насчитывал почти 11000 человек и его население продолжало увеличиваться очень быстро. Отсутствие капитального церковного здания беспокоило епархию Версаля, к которой относился Ранси, так как существующая временная церковь не отвечала потребностям города. Было принято решение о строительстве нового храма. На первый план выдвигались задачи максимально быстрого возведения сооружения и необходимость уложиться в определенную сумму денег.

Инженер Гийо первым представил свой проект. Однако в дальнейшем разработкой проекта церкви занялись братья Перре, архитекторы, известные своими экспериментами в области новых конструкций.

Город Ранси был местом, откуда осуществлялась доставка большого количества военнослужащих на Марну, где произошла кровопролитная битва 5-12 сентября 1914 года в Первую мировую войну. В связи с этим появилась идея сделать будущий храм монументальным памятником погибшим в этой битве. Этому способствовало и крупное пожертвование частного лица.

Необходимость завершить строительство в короткий срок с минимальными затратами явилось главным основанием для постройки церкви из бетона без каких-либо облицовок и других отделочных материалов. Несомненную роль сыграла и страсть Огюста и Густава Перре к экспериментированию, желание дальше развивать и испытывать возможности бетона не только как конструктивного материала, но и как материала, способного создавать изобразительный ряд художественных форм, вызывать и передавать чувства и эмоции..

При разработке образного решения взгляды архитекторов обращались к готике, которая на протяжении веков вызывала восхищение архитекторов европейских стран рационализмом конструкций, воплотившимся в идее каркасной системы. XIX-начало XX веков были временем вновь обострившегося интереса к готической архитектуре.



Влияние готики явно прослеживается в образе храма, фасад которого имеет симметричную композицию с высокой башней на главной оси. На этой же оси расположен вход в храм. Ступенчатость объемов по бокам башни подчеркивает ее устремленность в высоту. Башня на фасаде церкви, типичная для готических храмов средневековья, возможно, ассоциировалась с обликом монумента, символизировала погибших солдат. «Подчас портал, фасад или целая церковь представляют символический смысл...», - писал о готике Виктор Гюго. Его слова оказались актуальными и в начале XXв.



Рисунок 1. Башня храма. Фото автора

В конструктивном отношении церковь в Ранси представляет каркас из железобетона с заполнением из сплошных и фигурных блоков. Конструкция храма повторяет решение некоторых предшествующих построек архитекторов Перре: жилого дома на ул. Франклина, театра Елисейских полей и некоторых других. Во всех сооружениях использован железобетонный каркас с заполнением, которое варьировалось. В данном случае заполнение выполнено в виде мелкогабаритных железобетонных модульных блоков, как сплошных, так и фигурных. Фигурные имеют рисунок в виде круга, креста, ромба с горизонтальной или вертикальной диагональю.

Церковь представляет собой трехнефное сооружение зального типа. Зальные церкви были распространены в средневековье, но для

департамента Иль де Франс характерны не были. В качестве перекрытия использованы цилиндрические монолитные железобетонные своды толщиной менее 50 мм. Центральный неф перекрыт сводом в продольном направлении, боковые нефы – многоволновыми цилиндрическими сводами в поперечном направлении. Оболочки опираются на круглые железобетонные колонны сплошного сечения, диаметром 430 мм, высотой 11000 мм. Каркасность конструкции ярко подчеркнута в башне: колонны каркаса выведены наружу и образуют жесткую структурную форму.



Рисунок 2. Интерьер храма. Фото автора



Рисунок 3. Фрагмент фасада. Фото автора

Значительная часть наружных стен и апсид представляет собой решетчатую самонесущую конструкцию из сборных железобетонных фигурных модулей с различным рисунком, часть которых об-

разует большие и малые кресты. Фигурные модули, в свою очередь, имеют заполнение из прозрачного стекла и витражного, за счет чего создаются цветные пятна – вкрапления, размеры которых кратны размерам модульных элементов.

Основным декоративным мотивом служит изображение креста, которое многократно повторяется на поверхностях наружных стен в сочетаниях сплошных или фигурных модулей, работая на просвет за счет остекления части модулей. Тема креста использована и в размещении вентиляционных отверстий в интерьере: по оси цилиндрического свода, перекрывающего центральный неф, вентиляционные отверстия образуют рисунок в виде креста с равными ветвями.



Рисунок 4. Икона в храме. Фото автора

Бетонные своды, бетонные стены и пол, бетонные поверхности наружных стен, крест, венчающий башню, из бетона, даже иконы в церкви отлиты из бетона. Конечно, все это создает впечатление суровости и минимализма. Аскетичность декоративного убранства интерьера можно рассматривать как посыл к раннехристианским храмам. Несколько «разбавляет» бетон стекло решетчатых фасадов, через которые можно увидеть небо, силуэт одинокого дерева и рядом стоящих домов, так как церковь располагается в плотной застройке на неширокой улице, боковыми фасадами почти примыкая

к соседним зданиями. Возможно, пронизанный солнцем, интерьер храма воспринимается более оптимистично. Но понять современников только построенной церкви, которые не приняли ее сразу, можно. Слишком новаторским, неожиданным, непривычным выглядел храм в начале XX века. Лишь спустя несколько лет в ней увидели образец современной архитектуры.

Архитектурные сооружения Огюста и Густава Перре, талантливейших инженеров и архитекторов, имена которых неразрывно связаны с железобетоном, продемонстрировали всему миру бесконечные возможности нового материала, доказав, что железобетон является материалом архитектуры нового времени.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Мастера архитектуры об архитектуре: [Зарубежная архитектура. Конец XIX-XX век]: [избранные отрывки из писем, статей, выступлений и трактатов ] / под общ. редакцией Иконников А.В., Мац И.Л., Орлов Г.М. – Москва: Искусство, 1972. -590с.: ил.
2. Самин, Д.К. Сто великих архитекторов/ Д.К.Самин. – Москва: Вече,2003. – 591 с. : илл
3. Les frères Perret : l'œuvre complète (dir. de Maurice Culot, David Peucéré et Gilles Ragot). Paris : Institut français d'architecture, Ed. Norma, 2000, p. 146-147.
4. [http://www.patri moine-religieux.fr/eglises edifices/93-Seine-Denis/93062-Raincy/139274-EgliseNotre-DomedduRaincy](http://www.patri-moine-religieux.fr/eglises_edifices/93-Seine-Denis/93062-Raincy/139274-EgliseNotre-DomedduRaincy)

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 693.22.004.18

**К ВОПРОСУ ОЦЕНКИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ  
СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ  
ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ**

*ЗВЕРЕВ В.Ф., ЛЕОНОВИЧ С.Н.,  
ПЕЛЮШКЕВИЧ А.И., КАЗАЧЕНКО Н.Я.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В апреле 2012 года авторами статьи было выполнено обследование конструкций перекрытия помещения тира, расположенного в подземном сооружении под стадионом БНТУ в г. Минске. Обследование выполнялось с целью оценки технического состояния плит в связи с их частичным обрушением.

Тир БНТУ расположен в подземном сооружении рядом со стадионом. Сооружение прямоугольной в плане формы с максимальными размерами – 76.5х5.3 м (по внутреннему обмеру), высота (от уровня пола до низа плит перекрытия) составляет 2.52 м.

Вход в тир осуществляется через подвал общежития, расположенного по ул. Дорошевича, 3.

Сооружение имеет жесткую конструктивную схему, состоящую из продольных и поперечных несущих бетонных стен, связанных диском перекрытия из плит железобетонного настила. В январе 2012 года при проезде над помещением тира мусороуборочной машины произошло обрушение двух плит перекрытия (рисунок 1).



Рисунок 1. Участок обрушение плит перекрытия

На момент проведения обследования помещение тира не эксплуатируется, обрушенный участок огорожен и закрыт деревянными щитами, а также выполнено временное усиление плит перекрытия, расположенных рядом с обрушившимся участком (рисунок 2).



Рисунок 2. Конструкция временного усиления плит перекрытия

В ходе натурного обследования установлено, что основными несущими конструкциями перекрытия сооружения являются сборные железобетонные многопустотные плиты. Плиты имеют два типоразмера –  $5.8 \times 0.8 \times 0.22$  м;  $5.8 \times 1.2 \times 0.22$  м.

Опираение плит по оси «А» осуществляется на монолитные бетонные стены; по оси «Б» на сборные ж/б опорные плиты размером  $800 \times 600 \times 80$ (h) мм (рисунок 3).

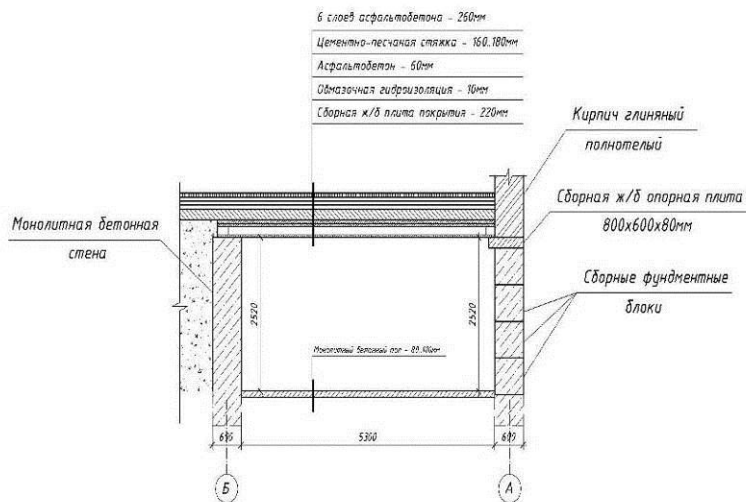


Рисунок 3. Поперечный разрез сооружения

В результате контрольных вскрытий (рисунок 4) установлено армирование конструкций. Встречается как стержневое армирование, так и армирование высокопрочной проволокой.

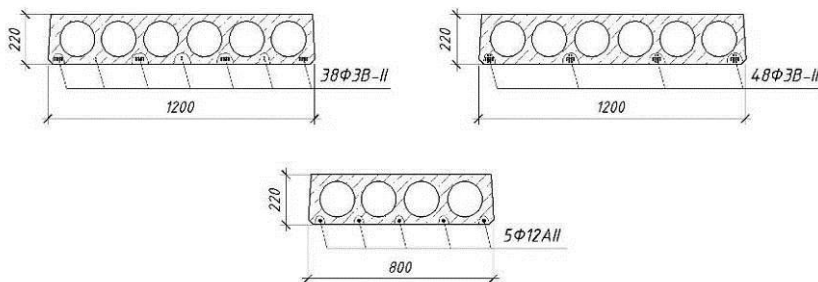


Рисунок 4. Контрольные вскрытия плит перекрытия

Средняя прочность бетона многопустотных плит перекрытия по результатам неразрушающего контроля составляет 25.9..27.2 МПа, что соответствует классу С16/20.

*К выявленным дефектам плит перекрытия следует отнести:*

- обрушение двух плит покрытия;
- силовые поперечные трещины в плитах перекрытия шириной раскрытия 0.8...1.6 мм (рисунок 5);



Рисунок 5. Поперечные трещины в плитах перекрытия

- длина участка опирания плит на стену по оси «Б» составляет 70..80 мм, что меньше допустимого значения (min 120 мм) – рисунок 5;
- намокание плит перекрытия с оголением и коррозией арматуры;

В результате контрольных вскрытий установлена следующая конструкция покрытия по плитам (рисунок 4):

- слой обмазочной гидроизоляции – 10 мм;
- асфальтобетон – 60 мм;
- цементно-песчаная стяжка – 160...180 мм;
- 6 слоев асфальтобетона – 260 мм.





Рисунок 6. Узел опирания плит перекрытия на стену по оси «Б».

По результатам обследования с учетом фактического армирования, прочностных и геометрических характеристик были выполнены поверочные расчеты сборных железобетонных плит перекрытия.

Сбор нагрузок приведен в таблице №1, несущая способность плит – в таблице №2.

**Таблица 1. Сбор нагрузок на плиты перекрытия**

Нагрузка	Норм. $q^n$ , кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Расч. $q$ , кН/м <sup>2</sup>
<i>Постоянные:</i>			
1. 6 слоев асфальтобетона $\delta=260$ мм; $\rho=2100$ кг/м <sup>3</sup>	5.46	1.35	7.37
2. Цементно-песчаная стяжка $\delta=180$ мм; $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	3.24	1.35	4.37
3. Слой асфальтобетона $\delta=60$ мм; $\rho=2100$ кг/м <sup>3</sup>	2.16	1.35	2.92
4. Обмазочная гидроизоляция $\delta=10$ мм; $\rho=1000$ кг/м <sup>3</sup>	1.26	1.35	1.7
<b>Итого постоянная</b>	<b>12.13</b>		<b>16.4</b>
<i>Временная:</i>			
Снеговая нагрузка (г. Минск, II Б)	1.2	1.5	1.8
<b>Всего:</b>	<b>13.3</b>		<b>18.2</b>

**Таблица 2. Определение расчетных нагрузок согласно [5]:**

Первое основное сочетание	$16.4 \cdot 1.0 + 1.8 \cdot 0.7 = 17.7$ кН/м <sup>2</sup>
Второе основное сочетание	$16.4 \cdot 0.85 + 1.8 \cdot 1.0 = 15.7$ кН/м <sup>2</sup>

**Таблица 2. Ведомость несущей способности конструкций**

№ п/п	Наименование конструкции	Габаритные размеры конструкций, м	Армирование	Действующая нагрузка (без учета с.в.), кН/м <sup>2</sup>	Несущая способность конструкции (без учета с.в.), кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6
1.	Многopустотная плита перекрытия	5.8x1.2x0.22	38Ø3В-II	17.7	10.7
2.	Многopустотная плита перекрытия	5.8x1.2x0.22	48Ø3В-II	17.7	12.5
3	Многopустотная плита перекрытия	5.8x1.2x0.22	5Ø12AII	17.7	6.2

Таким образом, выполненные поверочные расчеты многопустотных плит перекрытия свидетельствуют об их недостаточной несущей способности.

Визуальное и инструментальное обследование многопустотных плит перекрытия, поверочные расчеты и анализ полученных результатов позволили сделать следующие выводы:

- техническое состояние плит перекрытия помещения тира оценивается в соответствии с п.8.3.5 [3] как предельное (предаварийное) – V категория [4];

- учитывая характер дефектов и повреждений плит перекрытия, сложность, трудоемкость и высокую стоимость работ по их усилению, было рекомендовано произвести их демонтаж.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36с.

2. Изменения №1 РБ к СНиП 2.01.07-85. Приказ Минстройархитектуры РБ №166 от 18.06.2004.

3. ТКП 45-1.04-208-2010. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем, оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2010.

4. ТКП 45-1.04-37-2008. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2008.

5. СНБ 5.03.01 – 02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139с.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012

**ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ ПО УЛ. СМОЛЕНСКОЙ, 33  
В Г. МИНСКЕ ПОДЛЕЖАЩЕГО РЕКОНСТРУКЦИИ ПОД  
АДМИНИСТРАТИВНО-ТОРГОВЫЙ ЦЕНТР**

*КОЛЕДА С.М., СКВАРКО Ю.Л.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Основополагающей целью данной работы является проведение обследования несущих и ограждающих конструкций здания по ул. Смоленской, 33 в г. Минске, оценка их технического состояния и разработка рекомендаций и мероприятий по устранению выявленных дефектов и повреждений в связи с реконструкцией здания под административно-торговый центр.

Обследуемое здание выполнено двухэтажным, в одном блоке, без подвала, с размерами в плане 72,7х20 м. Высота этажа – 3,8 м. Оно было введено в эксплуатацию в 1956 г. В 1998 г. в связи с образованием трещин в несущих балках покрытия здания был выполнен комплекс усиления конструкций. Усиление балок можно было выполнить как увеличением сечения, так и изменением конструктивной схемы, а также совместным применением обоих методов. В 2003 г. был выполнен ремонт кровли с дополнительным утеплением и заменой рулонного ковра, а в 2010 г. выполнен ремонт рулонного ковра: новое основание под рулонный ковер и верхний слой ковра.

Обследование строительных конструкций осуществлялось в соответствии с требованиями ТКП 45-1.04-37-2008 «Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения» и ТКП 45-1.04-208-2010 «Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации».

Конструктивная схема здания представляет собой неполный каркас с несущими наружными продольными и поперечными кирпичными стенами.

Наружные стены, несущие столбы второго этажа и перегородки внутри здания выполнены кладкой из керамического рядового кирпича.

На первом этаже колонны выполнены из железобетона, на втором стойки устроены каменными. Пространственная жесткость здания обеспечена совместной работой конструкций каркаса, плоских дисков перекрытий и наружных кирпичных стен. Несущей конструкцией перекрытия над первым этажом является плоская монолитная железобетонная плита, устроенная по капителям колонн.

Конструкция покрытия состоит из системы несущих железобетонных главных балок, установленных на кирпичные стойки. На главные балки и наружные несущие стены опираются второстепенные балки, по которым уложены плоские плиты покрытия.

Кровля здания – плоская совмещенная, с неорганизованным наружным водостоком. Покрытие кровли – рулонное, из наплавляемых материалов.

Впоследствии отдельных нарушений при производстве строительных, монтажных и иных специальных работ, а также длительной эксплуатации здания появились различного рода повреждения и дефекты конструкций, влияющие на их несущую способность и долговечность; в отдельных элементах здания образовались дефекты, которые требуют немедленного устранения.

Несущая способность и прочность наружных кирпичных стен здания и внутренних столбов в уровне второго этажа при действующих нагрузках обеспечена. Техническое состояние наружных кирпичных стен удовлетворительное (2 технического состояния): имеются трещины по кладке раскрытием до 0,4...1,0 мм, увлажнение и промерзание стен. Сопротивление теплопередаче наружных стен здания составило  $R_T=0,74 \text{ м}^{20}\text{C/Вт}$ , что ниже нормативных зна-

чений для условий реконструкции. Физический износ конструкций – 35%.

Техническое состояние кирпичных перегородок на первом этаже здания неудовлетворительное: выявлены многочисленные наклонные и горизонтальные трещины раскрытием до 8 мм, которые обусловлены наличием в основании фундаментов рыхлых насыпных грунтов (пески средней крупности, крупные) с коэффициентом уплотнения  $K_{упл} \leq 0,92$  мощностью около 2 м.

Техническое состояние покрытия крыши является неудовлетворительным. Сопротивление теплопередаче совмещенного покрытия составило  $R_{нок} = 1,34 \text{ м}^2\text{С/Вт}$ , что ниже сопротивления теплопередаче для условий реконструкции. Влажность цементно-песчаной стяжки составила, в среднем,  $W=8,4\%$  по массе, что значительно превышает расчетное массовое отношение  $W_A=2\%$  по ТКП 45-2.04-43-2006 для условий эксплуатации «А», а также максимально допустимую  $W=5\%$  по СНБ 5.08.01-2000 «Кровли. Технические требования и правила приемки».

В результате обследования было выявлено, что конструкции фундаментов здания, исходя из анализа по открытым шурфам, находятся в удовлетворительном техническом состоянии. Фундаменты выполнены:

под наружные стены ленточными бутобетонными с шириной подошвы 740...880 мм, глубина заложения фундаментов относительно дневной поверхности грунта составляет – 1530...1850 мм;

под внутренние стены ленточными бутобетонными с шириной подошвы 1220 мм, глубина заложения фундаментов относительно отметки пола первого этажа составляет 2410 мм;

под внутренние несущие колонны фундаменты устроены столбчатыми из бутобетона с размерами подошвы в плане 1800x1900 мм, глубина заложения фундаментов составляет -3.140 м.

Расчетное сопротивление колеблется от 391 до 885 кПа, что больше давления под подошвой с учетом дополнительной нагрузки от проектируемой крыши. Физический износ конструкций фундаментов – 20%.

Монолитная плита перекрытия над первым этажом здания находится в ограниченно-работоспособном состоянии (3 категория технического состояния): на отдельных участках бетон плиты имеет

поризованную структуру и трещины раскрытием до 1,0 мм. Физический износ конструкций плиты перекрытия – 35-40%.

Несущие конструкции покрытия здания: главные и второстепенные балки, плиты находятся в неудовлетворительном техническом состоянии (4 категория), в конструкциях которых выявлены следующие дефекты: силовые трещины раскрытием до 0,6...0,8 мм; прогибы плит покрытия достигают 30 мм, а второстепенных и главных балок – 40 мм, недостаточная несущая способность конструкций на действие существующих нагрузок. Вышеприведенные дефекты обусловлены перегруженностью железобетонных конструкций существующим составом покрытия. Физический износ конструкций составляет 65-70%.

С целью восстановления эксплуатационных качеств здания и устранения выявленных дефектов рекомендуется выполнить следующие ремонтно-строительные работы и мероприятия:

Увлажнение и сырость по внутренней поверхности наружных стен обусловлена их низкими теплотехническими характеристиками. Необходимо выполнить дополнительную теплоизоляцию наружных стен здания, доведя их величину сопротивления теплопередаче до требуемых по ТНПА;

Трещины в кирпичной кладке наружных и внутренних стен рекомендуется заделать инъецированием полимерцементного раствора;

Произвести ремонт монолитной плиты перекрытия над первым этажом в следующей технологической последовательности:

- простучать нижнюю поверхность плиты, определяя зоны с нарушенной структурой бетона (преимущественно эти зоны расположены на расстоянии 250 мм от трещин по плите);

- удалить штукатурку по нижней поверхности плиты на дефектных участках. Обработать поверхность бетона плиты металлическими щетками, продуть участки сжатым воздухом;

- оголенную арматуру плиты обработать преобразователями ржавчины согласно требованиям ТКП 45-5.09-33-2006;

- к арматуре плиты прикрепить проволокой арматурные сетки из арматуры диаметром 4...5 мм S500 с ячейкой не более 50x50 мм и выполнить торкретирование нижней поверхности плиты бетоном класса по прочности не ниже C20/25 толщиной слоя 15...20 мм.



– по истечении 3...4 суток после торкретирования дефектных участков плиты выполнить инъецирование цементно-полимерного раствора в бетон плиты с неплотной поризованной структурой.

– все работы на захватках выполнять при отсутствии полезной нагрузки на плиту перекрытия. Загрузка плиты выполнять не ранее чем через 13... 14 суток после выполнения ремонтных работ.

Произвести усиление фундаментов перегородок с трещинами методом передачи нагрузки от конструкций перегородки на буронабивные сваи. Либо произвести демонтаж перегородок, их фундаментов и выбрать грунт основания до отметки -1.500. После этого пролить грунт водой, уплотнить с помощью ручной вибротрамбовки. Далее отсыпать по 0,3 м песком средней крупности с послойным уплотнением до коэффициента уплотнения  $K_{упл} \geq 0,94 \dots 0,95$ .

Произвести усиление второстепенных и главных балок перекрытия здания. Усиление главных балок рекомендуется выполнять подведением несущих стальных профилей, второстепенных – подведением стальных профилей либо устройством железобетонной «рубашки» с добавлением рабочей арматуры в нижней зоне балок. Усиление выполнять только после демонтажа существующего перекрытия кровли и до устройства нового перекрытия.

Оголение арматуры, каверны, незначительные сколы бетона, усущенные трещины по нижней поверхности плит перекрытия и покрытия требуется заделать: 1. очистить участки плит от отделочных слоев; 2. удалить продукты деструкции бетона плит, обработать арматуру преобразователями ржавчины; 3. заделать дефекты цементно-песчаным раствором марки не ниже М200.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.
2. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. - Госстрой СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. (с изм. №1 РБ).
3. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения: ТКП 45-1.04-37-2008. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2009. – 45 с.
4. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их

пригодности к эксплуатации: ТКП 45-1.04-208-2010. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2011. – 23 с.

5. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-2.04-43-2006. – Минстройархитектуры РБ, Минск 2007. – 32 с.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.032

**АНАЛИЗ ДЕФЕКТНОГО СОСТОЯНИЯ ОДНОЭТАЖНЫХ  
ЖИЛЫХ ДОМОВ В Д. ЧУДЕНИЧИ ЛОГОЙСКОГО РАЙОНА**

*МАДАЛИНСКИЙ Г.Г., ГОРЯЧЕВА И.А., МАДАЛИНСКАЯ Н.Г.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Жилые дома №1; №3; №5 в деревне Чуденичи по ул. Новой, одноэтажные, многоквартирные трехкомнатные с верандой. Жилые дома эксплуатируются с 2000 года.

По планировке они идентичны типовому проекту 184-89-60/1.2, разработанному институтом "БелНИИгипросельстрой" в 1982 году.

На момент обследования проектная и исполнительная документация отсутствует.

Жилые дома прямоугольные в плане размерами 11900х9300мм. Строительный объем – 304.9м<sup>3</sup>. Общая площадь – 85.97м<sup>2</sup>. Жилая площадь – 40.72м<sup>2</sup>. Конструктивная схема жилых домов стеновая, с поперечными несущими стенами из блоков ячеистого бетона (наружные) и кирпичными (внутренними).

Обследованием фундаментов в шурфах установлено, что фундаменты выполнены из сборных бетонных блоков ФБС. Глубина заложения фундаментов ниже отметки сезонного промерзания грунтов.

Наружные стены толщиной 400мм выполнены из ячеистобетонных блоков производства ОАО "Забудова".

Внутренние стены кирпичные толщиной 250мм.

Чердачное перекрытие выполнено из сборных железобетонных многопустотных плит.

Перегородки в зданиях кирпичные толщиной 120 и 85мм.

Кровля скатная с наружным неорганизованным водостоком. Несущими конструкциями покрытия являются деревянные наслонные стропила с системой стоек и подкосов. Покрытие из цементно-песчаной черепицы производства ОАО "Забудова".

По периметру здания устроена отмостка из мелкозернистого бетона шириной 500...700мм.

Система вентиляции зданий естественная. Циркуляция воздуха происходит через вентканалы расположенные на кухне, топочной, ванной и санузле.

Здания оборудованы водопроводом, канализацией. Отопление и горячее водоснабжение жилых домов от водогрейных котлов.

В результате **общего обследования** определена фактическая конструктивная схема жилых домов, выявлены основные несущие конструкции и их расположение, осмотрены дефектные участки стен.

При детальном обследовании уточнена конструктивная схема зданий, размеры элементов, состояние материалов и конструкций в целом.

При этом выполнены работы по выборочному отбору проб ячеистобетонных блоков, для определения физико-механических характеристик.

При детальном обследовании установлены основные характерные дефекты:

- трещины по вертикальным и горизонтальным швам кладки;
- участки разрушения кладки в угловых зонах стен;
- сетка трещин по отделочному покрытию.

Как было отмечено выше, наружные стены жилых домов выполнены из ячеистобетонных блоков производства ОАО "Забудова". Кладка стен выполнена на тонкослойном клеевом растворе. При обследовании установлено, что качество заполнения горизонтальных и вертикальных швов кладки не соответствует действующим ТНПА. По результатам лабораторных испытаний, выполненных НИИЛ БиСМ БНТУ, средняя плотность блоков естественной влаж-

ности  $649\text{кг/м}^3$  и  $557\text{кг/м}^3$  высушенных. Прочность на сжатие 2.28...2.34МПа. При этом значение массовой влажности блоков кладки со стороны наружной поверхности находится в пределах 30...45%. Стены толщиной 400 мм (один блок), выполнены перевязкой вертикальных швов по цепной порядовой схеме. Сопряжение наружных стен с внутренними выполнено без перевязки и конструктивного армирования. Отсутствует конструктивное армирование угловых участков стен и под перекрытием.

Наружная отделка стен выполнена полимерным штукатурным составом толщиной 2..5 мм с окраской вододисперсионным составом.

Отделка наружных стен внутри помещений выполнена полимерным штукатурным составом толщиной 8...15 мм, стены оклеены обоями в жилых помещениях и облицованы керамической плиткой в санузлах.

На наружной поверхности стен образовалась сетка трещин шириной раскрытия до 1мм по вертикальным и горизонтальным швам кладки, повторяющих контуры блоков кладки, покрывающая ~ 70...75% площади поверхности стен. Наибольшее распространение и ширина раскрытия трещин установлена в самонесущих стенах, и в угловых зонах на участках сопряжения несущих и самонесущих стен.

Ширина раскрытия вертикальных трещин в угловых зонах от 5 до 30 мм, сопровождается значительными деструктивными повреждениями блоков из ячеистого бетона, деформированием участков стен из плоскости, расслоением кладки по толщине блоков.

На отдельных участках наружных стен собственными силами жильцов выполнен ремонт путем затирки трещин и оштукатуриванием цементно-песчаным, местами полимерным, раствором по стеклопластиковой сетке. На момент обследования на отремонтированных участках образовались трещины, местами штукатурный раствор отслаивается вместе с сеткой.

В жилых помещениях обследованных домов установлены следы периодического замокания (выпадение конденсата), грибок на участках примыкания наружных стен к перекрытиям.

Несущими конструкциями чердачного перекрытия являются сборные многопустотные железобетонные плиты.

Двускатная кровля зданий – деревянная стропильная система из древесины хвойных пород.

Стропильные ноги в коньке и в средней части опираются на прогоны, которые поддерживаются стойками. Стойки через деревянные лежни опираются на кирпичные столбики из силикатного кирпича. Опираение через мауэрлат.

При обследовании, конструктивного армирования по верхнему обрезу кладки наружных стен из ячеистобетонных блоков не установлено.

При обследовании плит перекрытий, перемычек над оконными проемами и деревянных конструкций стропильной системы, сверхнормативных прогибов, трещин и других дефектов и повреждений, свидетельствующих о снижении несущей способности на момент обследования, не установлено.

Оценка технического состояния строительных конструкций жилых домов по результатам выполненного обследования, анализа технических заключений по результатам обследования и исследования состояния зданий и сооружений со стенами из блоков ячеистого бетона, выполненных институтом "БелНИИС" и ОАО "Забудова", выполнялась на основании ТКП 45-1.04-208-2010 и ТКП "Проектирование конструкций малоэтажных гражданских зданий с комплексным применением ячеистобетонных изделий".

На основании анализа результатов натурного обследования технического состояния основных несущих и ограждающих конструкций многоквартирных жилых домов №1; 3; 5 по ул. Новая в деревне Чуденичи Логойского района, можно сделать следующие выводы о техническом состоянии обследованных конструкций:

1. Фундаменты жилых домов дефектов и повреждений, указывающих на недостаточную несущую способность, не имеют, и их можно отнести к I категории технического состояния.

2. Наружные несущие и самонесущие стены, выполненные из ячеистобетонных блоков не клеевом растворе, с последующим их оштукатуриванием, имеют массовые дефекты в виде трещин шириной раскрытия до 30мм, расслаивание блоков по толщине, выпучивания кладки самонесущих стен из плоскости. Наиболее интенсивное трещинообразование происходит в самонесущих стенах, а также в угловых зонах сопряжения несущих и самонесущих стен. На наружной поверхности стен образовалась сетка трещин, повторяю-

шая контуры блоков кладки. Техническое состояние несущих наружных стен неудовлетворительное (неработоспособное) и соответствует IV категории технического состояния. Необходимо срочное ограничение нагрузок, требуется капитальный ремонт, замена участков кладки и усиление.

Техническое состояние самонесущих наружных стен предельное (предаварийное) и соответствует V категории технического состояния – требуется отселение жильцов, срочное устройство временных креплений под чердачное перекрытие и кровлю, с последующей разборкой угловых зон и заменой кладки, усилением и ремонтом контура стен.

3. Массовое трещинообразование, в виде сетки трещин на наружной поверхности стен, повторяющий контуры блоков кладки, свидетельствует о том, что основной изначальной причиной образования трещин, явились деформации кладки, вызванные влажностной и карбонизационной усадкой ячеистого бетона стеновых блоков, имевших высокую отпускную и эксплуатационную влажность. По данным ОАО "Забудова" (Материалы 2-го Международного семинара "Растворы сухие строительные и композиции защитно-отделочные), влажностная усадка автоклавных ячеистых бетонов в условиях эксплуатации, вызывается действием капиллярных сил и удалением физико-химически связанной воды. При этом влажностная усадка ячеистого бетона плотностью  $500...700 \text{ кг/м}^3$  составляет  $0.3...0.5 \text{ мм/м}$ . В свою очередь карбонизационная усадка вызывается разложением новообразований углекислотой и удалением из цементного камня физико-химической влаги. Карбонизационная усадка ячеистого бетона  $500...700 \text{ кг/м}^3$  на известково-цементном вяжущем составляет  $0.8...1.0 \text{ мм/м}$ . Из изложенного следует, что минимальная полная эксплуатационная усадка бетона оптимальной структуры составляет в среднем  $1.3 \text{ мм/м}$ .

В процессе эксплуатации зданий, в результате усадочных деформаций, в кладке стен образовались трещины и как следствие, из-за разных деформаций бетона и покрытия (отделочного слоя) образовались трещины в отделочном слое.

В дальнейшем при попадании влаги в трещины, они расширились, а в отдельных местах произошло расслоение блоков, вслед-

ствии размораживания, а также температурных деформаций наружных стен.

4. Образование трещин на участках сопряжения несущих и самонесущих стен в угловых зонах связано с концентрацией напряжений от усадочных и температурных деформаций в кладке при отсутствии конструктивного армирования угловых зон, а также армирования кладки по верхнему и нижнему обрезу (низ перекрытия – верх фундамента).

5. В целом неудовлетворительное состояние наружных стен обследованных жилых домов связано с целым рядом факторов:

- высокая массовая влажность кладки из ячеистобетонных блоков в период возведения, повлекшая развитие значительных деформаций.

- нарушение технологии производства работ при устройстве кладки стен из ячеистобетонных блоков на клею, вызванное неполным заполнением растворных швов, а местами его полным отсутствием.

- отсутствие перевязки и конструктивного армирования в местах стыка внутренних несущих кирпичных стен с самонесущими наружными из ячеистобетонных блоков.

- отсутствие конструктивного армирования по верхнему и нижнему обрезу кладки стен и в угловых зонах.

- заниженная толщина наружного слоя штукатурки.

- несвоевременное выполнение комплекса ремонтно-восстановительных работ.

Высокая влажность (выше нормируемой) ячеистого бетона стен в настоящее время способствует дальнейшему разрушению кладки, а также снижает теплозащитные характеристики наружных стен.

Из-за отсутствия проектной документации, сегодня трудно установить возможные причины появления дефектов стен, связанные с ошибками проектирования.

Для дальнейшей нормальной эксплуатации жилых домов №1; 3; 5 в деревне Чуденичи Логойского района следует выполнить комплекс ремонтно-восстановительных работ и работ по усилению стенового ограждения, с соблюдением требований действующих ТНПА.

В первую очередь необходимо:



- отселить жильцов жилых домов;
- установить дополнительные опоры под перекрытия вдоль несущих стен.

Для разработки проекта капитального ремонта и усиления можно предложить следующий вариант:

1. Разгрузить наружные несущие стены установкой страховочной системы.

2. Поочередно разобрать кладку угловых зон и переложить ее новыми материалами с установкой конструктивного армирования, соблюдая требования ТНПА.

3. Стены входа разобрать и восстановить заново.

4. Выполнить оштукатуривание наружной и внутренней поверхности стен, после разделки и зачеканки трещин с шириной раскрытия более 0.5мм, плотным полимер-цементно-песчаным раствором марки не ниже М100, с соблюдением требований ТНПА (первый грунтовочный слой).

5. По контуру наружных стен, в уровне нижнего обреза стен и под перекрытием, установить натягаемые тяжи, закрепив их к вертикальным уголкам по углам зданий.

6. По вертикальным поверхностям проемов установить обрамление их уголков, установить стальные арматурные сетки на всю высоту стен, закрепив их к установленным уголкам и оштукатурить поверхность стен торкретированием цементно-песчаным раствором.

7. Рассмотреть вопрос о дальнейшей тепловой реабилитации (утеплению) наружного контура стен, в соответствии с действующими ТНПА.

8. Капитальный ремонт зданий выполнять только после разработки проекта капитального ремонта с усилением и проекта производства работ со строгим соблюдением мероприятий по технике безопасности.

## ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-1.04-208-2010. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем, и оценке их пригодности к эксплуатации./ Минстройархитектуры РБ, 2011.

2. ТКП 45-1.04-206-2010. Ремонт, реконструкция и реставрация жилых и общественных зданий и сооружений. Основные требования по проектированию. Минск, 2011.
3. СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции. М., Стройиздат, 1988.
4. СНиП II-22-81 Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1983.
5. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия./Госстрой СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 3бс. С изменением №1 РБ.
6. Пособие П1-03 к СНиП 3.04.01-87 Смеси растворные и растворы строительные. МАиС РБ, Минск, 2003.
7. Рекомендации по расчету и конструированию зданий с применением несущих и ограждающих конструкций из ячеистого бетона/БелНИИС. – Минск, 1997.
8. Рекомендации по проектированию эффективных конструкций наружных стен из мелкоштучных кладочных материалов/БелНИИС. – Минск, 1996.
9. ТКП 45-1.04-37-2008 "Обследование строительных конструкций зданий и сооружений".

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 691.327:53

**УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
УГЛЕРОДНЫМИ ВОЛОКНИСТЫМИ ЛЕНТАМИ**

*ПОЛЕЙКО Н.Л., ЛЕОНОВИЧ С.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В условиях непрерывно растущего объема капитального строительства, огромного фонда жилых, промышленных и общественных зданий и сооружений, увеличенного объема реконструкции вопросы возникновения дефектов в конструкциях и методы их устранения являются весьма актуальными. Неудачи при инженерно-геологических изысканиях, проектировании, при возведении зданий и сооружений, а также нарушения правил эксплуатации приводят к ряду дефектов, снижающих эксплуатационные качества зданий.

Значительная часть дефектов вызывается нарушением технологии производства бетонных работ, устройства оснований и фундаментов, монтаж сборных элементов. Из-за некачественного выполнения работ по благоустройству территории подмачиваются основания, вызывая просадку фундамента, что влечет за собой нарушения в наземных конструкциях зданий. Справедливые нарекания вызывает монолитное бетонирование в зимнее время – низкое качество бетона, нарушение технологии бетонирования, длительные перерывы в бетонировании, отсутствие контроля за тепловой обработкой приводят к значительному недобору прочности бетона. Де-

фекты в кровлях приводят к загниванию древесины, отсыреванию перекрытий, вызывают разрушение штукатурных поверхностей, коррозию арматуры и бетона. Многие дефекты случаются вследствие неподготовленности технического персонала, отсутствие надлежащего контроля за качеством строительно-монтажных работ, а также в результате нарушения правил эксплуатации зданий и сооружений.

Новым, перспективным направлением в решении вопросов усиления железобетонных, каменных и деревянных конструкций и сооружений, являются использование технологии приклеивания материалов из углеродных волокон.

Система приклеиваемых элементов материалов из углеродных волокон предназначена для увеличения несущей способности железобетонных, стальных, каменных и деревянных конструкций. Основными элементами системы являются углеволоконистые ленты, специальный клей для крепления лент к поверхности конструкций и ремонтные растворы для устранения дефектов в конструкциях.

Углеродные ленты представляют собой полосы различной ширины толщиной 1,2-1,4 мм, полученные склеиванием углеродных волокон эпоксидной смолой.

На кафедре «Технология строительного производства» Белорусского национального технического университета проведено исследование физико-механических характеристик лент из углеродных волокон. Ленты имеют следующие физико-механические показатели (в продольном направлении вдоль волокон):

- прочность на растяжение от 1300 до 2800 МПа;
- модуль упругости при растяжении – от 165000 до 300000 МПа;
- модуль упругости при изгибе – от 150000 до 250000 МПа;
- относительное удлинение при разрыве – от 0,5 до 1,7 %;
- объемное содержание волокон составляет более 68 %.

Прочность сцепления (адгезия) клея к бетонному основанию выше, чем прочность бетона на отрыв.

Система усиления строительных конструкций углеродными лентами имеет ряд преимуществ по сравнению с традиционными методами усиления:

- высокая прочность на растяжение;
- высокий модуль упругости при растяжении и малая деформация (относительное удлинение при разрыве);

- высокая устойчивость к динамическим нагрузкам;
- малый собственный вес;
- стойкость к коррозии;
- простой способ крепления, не требующий сложного оборудования;
- простота в усилении криволинейных конструкций;
- возможность нагружения конструкции через несколько часов после ее усиления;
- система усиления строительных конструкций углеродными лентами не видоизменяет внешний вид конструкций и не требует значительных затрат для проведения отделочных и декоративных работ.

Для определения влияния углеродных лент на прочность и жесткость были проведены серии испытаний бетонных образцов. Бетонные образцы-призмы размером 100x100x400 мм изготавливались из тяжелого бетона класса В25. Серия образцов состояла из трех контрольных и шести основных образцов с наклеенной лентой. Размер ленты – длина 300 мм, ширина 20 мм и толщина 1,2 мм. На три образца наклеивались одна полоса ленты на три других образца две полосы ленты. Отношение площади сечения ленты к площади сечения образца (коэффициент армирования –  $\mu$ ) составляет 0,24 % и 0,48 % соответственно.

Испытание на растяжение при изгибе проводили согласно ГОСТ 10180-90 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам» на испытательной машине ИР 5057 с записью диаграммы «нагрузка-деформация». Графики результатов испытаний приведены на рис. 1. По диаграмме «нагрузка-деформация» определены модули упругости образцов при растяжении при изгибе. Результаты испытаний приведены в таблице 1.

**Таблица 1. Результаты испытаний бетонных образцов**

Вид образца	Разрушающая нагрузка, кН	$R_{\text{нб}}$ , МПа	Максимальный прогиб, мм	Модуль упругости при изгибе, МПа
контрольный	12,0	3,6	4,0	205
основной с одной лентой	19,7	5,9	5,0	315
основной с двумя лентами	21,0	6,3	5,0	335

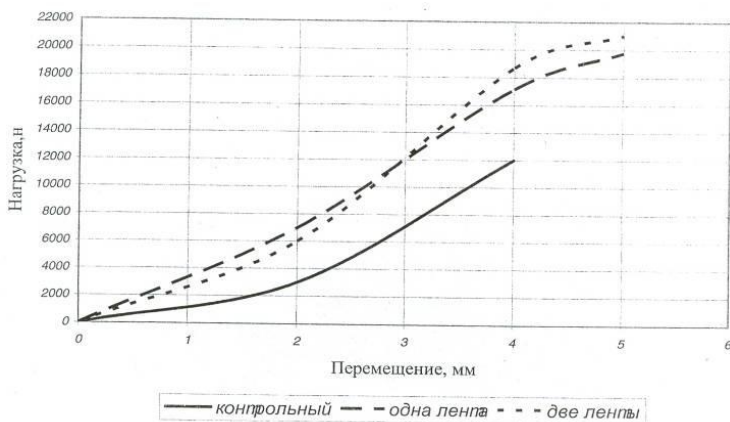


Рисунок 1. Диаграмма разрушения бетонных образцов в координатах «нагрузка-деформация»

Характер разрушения бетонных образцов, усиленных углеволокнистой лентой – по косым трещинам, в опорной части вне зоны усиления. Внешний вид образца после испытаний приведен на рис. 2. Разрушение контрольных образцов происходило в результате вертикальных трещин в средней трети пролета. Для увеличения физико-механических показателей необходимо увеличивать площадь приклеивания углеволокнистой ленты к образцам.

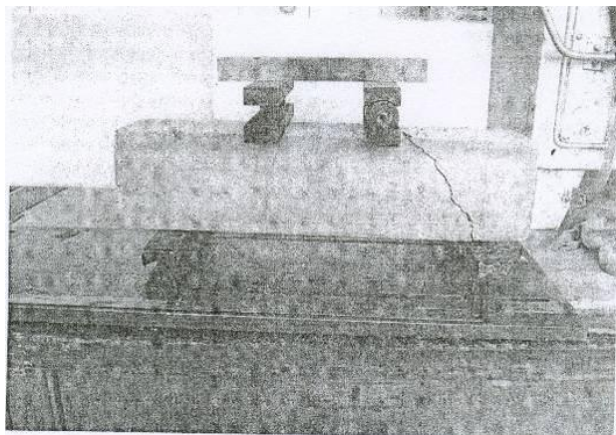


Рисунок 2. Характер разрушения бетонных образцов усиленных углеволокнистой лентой

В результате поведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Система усиления строительных конструкций углеволокнистыми лентами позволяет увеличить несущую способность на 55-65 % в сравнении с контрольными образцами. Улучшается восприятие конструкцией динамических и ударных нагрузок.

2. В результате усиления конструкций углеволокнистыми лентами увеличивается жесткость конструкций – уменьшается относительный прогиб и увеличивается модуль упругости при изгибе, снижаются деформации ползучести.

3. Значительное снижение напряжений, уменьшение относительного прогиба конструкций приводит к увеличению нижней границы трещинообразования и уменьшению ширины раскрытия трещин.

4. Малый собственный вес системы усиления, не изменяемое поперечное сечение конструкций, отсутствие повреждения изделий при проведении восстановительных работ также благоприятно сказывается на несущей способности конструкций и сооружений в целом.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции.

Научное издание

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ  
И СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

*Сборник научно-технических статей  
(материалы научно-методического семинара)*

*22–23 мая 2013 г.*

В 2 частях

Часть 2

Подписано в печать 03.09.2013. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 17,61. Уч.-изд. л. 13,77. Тираж 150. Заказ 839.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.