

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ  
УНИВЕРСИТЕТ»**

**ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ  
ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ И  
ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Сборник трудов  
XVI международного научно-методического семинара  
28–30 мая 2009 года**

**Часть II**

**Под общей редакцией  
д-ра техн. наук, проф. П.С. Пойты  
д-ра техн. наук, проф. В.В. Тура**

**Брест  
БрГТУ  
2009**

УДК 69(476)(082)  
ББК 38(4Бел)я43

**Рецензенты:**

- В.В. Тур**, д.т.н., профессор; **Т.М. Пецольт**, д.т.н., профессор  
(Новые конструкции зданий и сооружений, совершенствование методов их расчета. Оценка технического состояния и усиление строительных конструкций, зданий и сооружений),  
**А.А. Борисевич**, д.т.н., профессор, **Е.М. Сидорович**, д.т.н., профессор  
(Строительная механика и теория сооружений),  
**Ю.Н. Павлючук**, д.т.н., профессор, **С.Я. Семенюк**, д.т.н., профессор  
(Проблемы современной архитектуры и градостроительства.  
Энергосбережение в строительной отрасли),  
**Н.П. Блещик**, д.т.н., профессор, **Л.К. Лукша**, д.т.н., профессор  
(Технология производства строительных материалов, изделий и конструкций),  
**П.С. Пойга**, д.т.н., профессор, **Г.А. Колпашников**, д.г.-м.н., профессор  
(Механика грунтов, основания и фундаменты);  
**Д.Н. Лазовский**, д.т.н., профессор, **В.С. Северянин**, д.т.н., профессор  
(Проблемы подготовки инженерных кадров в строительной отрасли)

**Редакционная коллегия:**

- Борисевич А.А.**, д.т.н., профессор;  
**Игнатюк В.И.**, к.т.н., доцент (ответственный секретарь),  
**Лазовский Д.Н.**, д.т.н., профессор, **Пецольт Т.М.**, д.т.н., профессор,  
**Пойга П.С.**, д.т.н., профессор, **Семенюк С.Д.**, д.т.н., профессор,  
**Тур В.В.**, д.т.н., профессор (председатель),  
**Швеловский П.В.**, к.т.н., профессор (зам. председателя),  
**Яромич Н.Н.**, к.т.н., доцент.

**П26** **Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник трудов XVI международного научно-методического семинара / Под общ. ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2009. – Ч. 2 – 302 с.**

ISBN 978-985-493-118-0 (ч. 2)  
ISBN 978-985-493-116-6

Рассматриваются вопросы создания новых конструкций зданий и сооружений, совершенствования методов их расчета, оценки технического состояния и усиления конструкций эксплуатируемых объектов, вопросы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, проблемы геотехники и транспортных коммуникаций; проблемы строительной механики и теории сооружений, современной архитектуры и градостроительства; энергосбережения в строительной отрасли; подготовки инженерных кадров в строительной отрасли

Предназначен для научных и инженерно-технических работников исследовательских, проектных и производственных организаций, а также преподавателей, аспирантов, магистрантов и студентов технических специальностей высших учебных заведений

Издается в 2-х частях, часть 2.

УДК 69(476)(082)  
ББК 38(4Бел)я43

ISBN 978-985-493-118-0 (ч. 2) Учреждение образования  
© «Брестский государственный технический университет», 2009

# ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

УДК 547:541.57

## МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДИПОЛЬНЫХ МОМЕНТОВ ПОРОШКООБРАЗНЫХ ДОБАВОК ПЛАСТИФИКАТОРОВ

Юхневский П.И., Широкий Г.Т., Зарапин В.Г.

**Введение.** Химические добавки-пластификаторы влияют на свойства цементного бетона через функциональные группы, а механизм их действия относится к адсорбционному, имеющему ионно-электростатическую природу<sup>1</sup> [1]. Как было показано нами ранее [2], одной из численных характеристик электронной структуры химических добавок для установления связи структура – свойства, характеристики основного эффекта действия добавки пластификатора могут применяться дипольные моменты молекул.

Величины дипольных моментов молекул позволяют судить о распределении электронной плотности в молекулах и зависимости этого распределения от влияния отдельных заместителей. Данные о дипольных моментах молекул используются для установления конформации молекул, конформационного и изомерного состава вещества и в корреляционном анализе.

В известной нам литературе отсутствуют сведения о величине дипольных моментов молекул химических добавок пластификаторов бетона и методике их определения. Молекулы химдобавок являются полярными веществами, а применительно к водным растворам – еще и распределены в полярном растворителе.

Целью данной работы является разработка метода экспериментального определения дипольного момента молекулы пластифицирующих добавок в порошкообразном состоянии.

**Дипольный момент и способы его определения.** Дипольный момент молекулы характеризует электрические свойства молекулы как системы заряженных частиц. У полярных диэлектриков внутримолекулярными электрическими полями индуцируется постоянный дипольный момент – векторная величина, характеризующая асимметрию распределения положительных и отрицательных зарядов в электрически нейтральной системе. Два одинаковых по величине заряда  $+q$  и  $-q$  образуют электрический диполь с дипольным моментом

$$\vec{\mu} = q \vec{r}, \quad (1)$$

где  $\vec{r}$  – радиус-вектор, направленный от центра отрицательных к центру положительных зарядов. Для системы из нескольких положительных  $q_i$  и отрицательных  $q_j$  зарядов, общий заряд которой равен нулю, дипольный момент записывается в виде

$$\vec{\mu} = -\sum_i q_i \vec{r}_i + \sum_j q_j \vec{r}_j, \quad (2)$$

<sup>1</sup> В действии добавок гиперпластификаторов большее влияние оказывает эффект стерического отталкивания притягиваемых боковых цепей.

где  $r_+$  и  $r_-$  – радиусы-векторы точечных отрицательных и положительных зарядов соответственно в произвольной системе координат.

Дипольные моменты молекул могут быть рассчитаны квантовохимическими методами или определены экспериментально. Наиболее широкое распространение получили методы определения дипольных моментов, основанные на измерении диэлектрической проницаемости ( $\epsilon$ ) вещества. Переход от измеряемого значения  $\epsilon$  газа, чистой жидкости или разбавленного раствора, т.е. макроскопической характеристики диэлектрика, к величине дипольного момента основан на теории поляризации диэлектриков. Считается, что при наложении электрического поля на диэлектрик его полная поляризация  $P$  складывается из введенной или индуцированной поляризации  $P_0$  и ориентационной поляризации  $P_{op}$  и связана с дипольным моментом ( $\mu$ ) уравнением Ланжевсна-Дебая [3, 4]

$$P = P_0 + P_{op} = \frac{(\epsilon - 1)}{(\epsilon + 2)} \cdot \frac{M}{d} = \frac{4}{3} \pi N_A \left( \alpha + \frac{\mu^2}{3kT} \right), \quad (3)$$

где  $M$  – молекулярная масса;  $d$  – плотность;  $\alpha$  – поляризуемость молекулы;  $N_A$  – число Авогадро;  $k$  – постоянная Больцмана;  $T$  – абсолютная температура или в системе СИ уравнение (3) можно записать

$$\frac{\epsilon - 1}{\epsilon + 2} \cdot \frac{M}{d} = \frac{N_A}{3\epsilon_0} \left( \alpha + \frac{\mu^2}{3kT} \right) = m^3 / \text{моль}, \quad (4)$$

где  $\epsilon_0$  – электрическая постоянная.

Формулу (3) можно представить в виде

$$P = a + \frac{b}{T}, \quad (5)$$

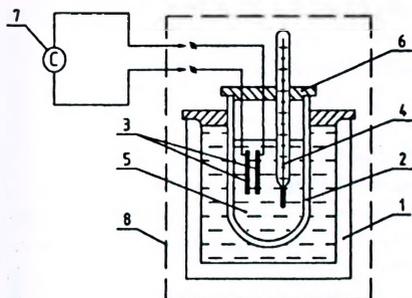
где  $a = \frac{4}{3} \pi N_A \alpha$  .....  $b = \frac{4}{9} \pi N_A \frac{\mu^2}{k}$ .

Отсюда видно, что ориентационная поляризация зависит от температуры и является линейной функцией  $1/T$ .

**Методика эксперимента.** Для нахождения постоянного дипольного момента вещества в парообразном состоянии (порошко-воздушной смеси) измеряли диэлектрическую проницаемость исследуемого вещества при нескольких температурах. По формуле (3) находили соответствующие значения молекулярной поляризации  $P$  и наносили их на график как функцию от  $1/T$ . При этом тангенс угла наклона полученной прямой дает значение  $b$  [4].

Для измерения диэлектрической проницаемости химических добавок мы использовали ячейку в виде плоского конденсатора, погружаемого в пробу добавки. Измерения емкости ячейки осуществляли с использованием прибора «измеритель иммитанса Е7-15», предназначенного для измерения иммитансных параметров: емкости, индуктивности, сопротивления, проводимости, добротности, тангенса потерь. Частота измерений – 100 Гц. выбор диапазона – автоматический. Схема измерительной ячейки приведена на рис. 1.

Последовательность измерений: измерительная ячейка с образцом добавки помещалась в холодильник и охлаждалась до 2–3°C (в течение 2,5–3 часов), после чего извлекалась из холодильника, подключалась к измерителю и плавно нагревалась на воздухе (до 20°C в течение примерно 3 часов). При достижении определенных температурных точек измерялась емкость конденсатора.



1 – термостат с водой, 2 – кварцевая пробирка диаметром 30 мм, 3 – электроды конденсатора (алюминиевые пластины 15×20 мм толщиной 0,5 мм и расстоянием между пластинами 3 мм); 4 – жидкостный (спиртовой) термометр с ценой деления 1°С; 5 – образец, 6 – пробка, 7 – измеритель Е7-15, 8 – измерительная ячейка  
Рисунок 1 – Схема измерительной установки

Использовали метод построения калибровочной кривой в координатах «диэлектрическая проницаемость – емкость ячейки». Для этого измерительная ячейка предварительно калибровалась эталонными жидкостями с точно известной диэлектрической проницаемостью (дистиллированная вода, ацетон, толуол и др.).

По результатам аппроксимации получено уравнение

$$\epsilon = 6.895 C^{0.121}, \quad (6)$$

где  $C$  – емкость ячейки в нФ,

на основании которого рассчитывали диэлектрическую проницаемость образцов (достоверность аппроксимации 99,8%).

Результаты опытов. Результаты измерений и расчетов диэлектрической проницаемости образцов химических добавок в порошкообразном состоянии при различных температурах методом прямого измерения приведены в табл. 1.

Метод прямого измерения основан на вычислении диэлектрической проницаемости порошка по измеренной диэлектрической проницаемости гетерогенной смеси порошок – воздух. Расчет диэлектрической проницаемости порошка осуществляли по формуле Винера [5]

$$2v_1x^3 + (1 - \epsilon_{12} + v_1\epsilon_{12})x^2 + (2 - 2v_1 - 2\epsilon_{12})x - v_1\epsilon_{12} = 0, \quad (7)$$

где  $\epsilon_{12}$  – диэлектрическая проницаемость смеси порошок-воздух (в таблицах);  $v_1$  – объемная доля порошка от полного объема образца (может быть определена взвешиванием при известной плотности порошка или каким-либо другим методом). После решения кубического уравнения и нахождения величины  $x$ , искомая диэлектрическая проницаемость порошка получается из соотношения  $\epsilon_1 = x^2$ .

Таблица 1 – Диэлектрическая проницаемость смеси порошок – воздух и момент диполя добавки

Суперпластификатор Мельмент F 10 – порошок			
Температура, °С	Емкость ячейки, нФ	Диэлектрическая проницаемость смеси порошок-воздух $\epsilon_{12}$	Момент диполя, Д
5	0,046	2,566	10,33
20	0,047	2,584	
Суперпластификатор С-3 – порошок			
Температура, °С	Емкость ячейки, нФ	$\epsilon_{12}$	Момент диполя, Д
5	0,047	2,584	9,74
20	0,050	2,636	

Уравнение (7) может иметь три рациональных корня, для нахождения диэлектрической проницаемости надо брать наименьший положительный.

Так как формулы для расчетов диэлектрической проницаемости смесей носят аддитивный характер

$$f(\epsilon_{1,2}) = \nu_1 f(\epsilon_1) + (1 - \nu_1) f(\epsilon_2), \quad (8)$$

то для расчета дипольного момента может использоваться значение  $\epsilon_{1,2}$ .

Учитывая то, что добавка С-3 по данным [6] содержит до 10% натриевой соли  $\beta$ -нафталинсульфокислоты, содержание активного вещества должно быть не менее 69%, а в нем разное содержание легких и тяжелых фракций (различной степени поликонденсации), а также дополнительно добавка содержит сульфат натрия, то полученные экспериментальным способом значения дипольных моментов хорошо согласуются с расчетными (дипольный момент молекулы добавки С-3 от  $\mu=6,50$  D при  $n=1$  до  $\mu=20,92$  D при  $n=7$ ,  $n$  – степень поликонденсации), полученными нами для модельной молекулы С-3 квантовохимическим методом.

**Закключение.** Макромолекулы добавок суперпластификаторов содержат ионогенные группы или группы резко различающейся полярности и могут приобретать различные конформации. Благодаря электростатическому отталкиванию между одноименно заряженными группами макромолекула добавки стремится развернуться и приобрести более асимметричную форму по сравнению с формой статистического клубка, характерной для незаряженных цепей. Поэтому в растворах такие молекулы имеют значительно большие размеры и асимметрию, чем макромолекулы той же химической природы, но лишённые заряда. В свою очередь введение в раствор низкомолекулярных электролитов приводит к экранированию зарядов полииона, уменьшению электростатического отталкивания между ними, а, следовательно, и к уменьшению степени разворачивания.

Зависимость дипольного момента от температуры указывает на изменение в молекуле потенциальной энергии внутреннего вращения и о потенциальной неравноценности всех возможных конформеров.

Применительно к химическим добавкам значение дипольного момента молекулы позволяет оценить долю электростатической составляющей и величину основного эффекта действия добавки пластификатора. В перспективе дипольные моменты молекул могут использоваться в качестве одного из параметров для идентификации химических добавок.

### Список цитированных источников

- 1 Иванов, Ф.М. Добавка для бетонных смесей – суперпластификатор С-3 / Ф.М. Иванов, В.М. Москвин [и др.] // Бетон и железобетон – 1978. – № 10. – С. 13–16
- 2 Юхневский, П.И. О корреляционной связи дескрипторов молекулярной структуры химических добавок со свойствами модифицированного бетона // П.И. Юхневский, Г.Т. Широкий, М.Г. Бортницкая // Строительная наука и техника. – 2008. – № 3. – С. 32–37
- 3 Минкин, В.И. Дипольные моменты в органической химии / В.И. Минкин, О.А. Осипов, Ю.А. Жданов – Л.: Химия, 1968 – 246 с.
- 4 Осипов, О.А. Справочник по дипольным моментам / О.А. Осипов, В.И. Минкин, А.Д. Гарниковский – М.: Высшая школа, 1971. – 414 с.
- 5 Эмс, Ф. Диэлектрические измерения. Для количественного анализа и для определения химической структуры; под редакцией И.И. Заславского – М.: Химия, 1967 – 223 с.
- 6 Батраков, В.Г. Модифицированные бетоны / В.Г. Батраков – М.: Стройиздат, 1990 – 395 с.

## ОСОБЕННОСТИ ТВЕРДЕНИЯ ОБЪЕМНО ГИДРОФОБИЗИРОВАННЫХ БЕТОНОВ

Леонович С.Н., Щукин Г.Л., Беланович А.Л.,  
Савенко В.П., Пелюшкевич А.И.

**Введение.** Известно [1], что процесс взаимодействия цемента с водой затвердения протекает с затухающей скоростью. Это связано с образованием на поверхности обводненных частиц портландцемента пленочных структур, состоящих из продуктов его гидратации и последующего их гидролиза. Образовавшиеся на поверхности частиц цемента различной основности гидросиликаты кальция имеют большие размеры и обеспечивают процесс формирования плотных пленочных структур вокруг его зерен. Формирование таких структур способствует количественному увеличению на поверхности цемента низкоосновных гидросиликатов и продуктов образования в перенасыщенных растворах вокруг зерен цемента квази-структур, например портландита.

Естественно, скорость взаимодействия воды затвердения с высокоосновными силикатами кальция, определяется различными факторами: энергетическим состоянием поверхности частиц цемента, скоростью переноса ионов и молекул воды в зону реакции гидролизом продуктов гидратации высокоосновных силикатных структур, ослаблением или усилением энергии химической связи в решетке распадающихся кристаллов  $C_3S$ , увеличением степени диссоциации воды, и т. д., приводящих к ускорению или замедлению гидратации и последующего гидролиза продуктов гидратации.

Установлено [2], что в конечный момент гидратации поверхности  $C_3S$  скорость процесса гидролиза их продуктов возрастает и достигает максимума, а затем уменьшается. Абсолютное значение скорости этого процесса зависит от степени перенасыщения зоны реакции продуктами гидролиза, толщины диффузных слоев на растворяющихся зернах, кинетическими характеристиками процесса гидролиза и т.д.

Общепризнанно, что на протяжении всего процесса, на поверхности гидратируемых частиц цемента растут кристаллы гидросиликатов кальция, за счет чего нарастает концентрация  $Ca(OH)_2$ , и по достижении определенного значения их концентрации скорость гидролиза и в равной степени и гидратации падает.

Можно предположить, что в этот период очень важно влияние разных факторов (температура, водоцементное соотношение, химический состав и количество добавки, метод активации и т.д.), которые могут достаточно быстро вывести систему из равновесного состояния. Замечено, что когда оболочка продукта гидратации, образующегося на частицах цемента, непрерывно удаляется (перемешивание, вибрация), скорость гидратации цемента резко возрастает.

По данным [3], первичный продукт гидратации  $C_3S$  представляет собой соединение состава  $3CaO \cdot SiO_2 \cdot H_2O$ , в котором соотношение  $CaO:SiO_2=3$ . Этот высокоосновный гидросиликат кальция за счет дальнейшего взаимодействия с

водой гидролизуется до двухосновного гидросиликата  $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$  и  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Со временем концентрации этих продуктов гидролиза достигают перенасыщения, и на поверхности зерна цемента формируется пленочная структура, которая сокращает диффузию воды к поверхности цемента, а вместе с этим скорость его гидратации снижается до минимума. На реальную возможность такого процесса указывает и то, что гидратация  $\text{C}_3\text{S}$  в присутствии  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  или  $\text{NaOH}$  замедляется, а ускоряется в присутствии  $\text{CaCl}_2$ , способных взаимодействовать с продуктами гидролиза гидросиликатов. К таким добавкам относятся не только электролиты: галогениды, сульфаты, нитраты и т.д., но и органические вещества: сахара [4], глицерин [5] и др.

Именно избыток ионов  $\text{H}^+$ , которые образуются при гидролизе солей, например,  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ ,  $\text{Fe}(\text{NO}_3)_3$  и т.д., сдерживают образование квазиструктур  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  у поверхности зерен цемента. Сахар и глицерин за счет образования растворимых сахаратов и глицератов уводят из зоны реакции гидролиза часть  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , чем ускоряют процесс гидролиза, дальнейшей гидратации  $\text{C}_3\text{S}$  и создают условия для образования низко-основных гидросиликатов кальция с соотношением  $\text{CaO}:\text{SiO}_2=0,8-1,5$ .

Целью данного исследования является изучение некоторых особенностей формирования кристаллических структур бетонов в присутствии гидрофобизатора – олеата аммония, гидрофилизатора - оксизтилированного нонилфенола, а также добавки продукта взаимодействия  $\text{Si}(\text{OH})_4$  с глицерином, обеспечивающей ускоренное твердение гидрофобизированного материала.

**Результаты и обсуждение.** В подтверждение данных, приведенных в работах [4, 5], установлено, что при введении в воду затворения цементно-песчаной смеси, мас. %:

- портландцемент – 36,5;
- песок М-20 – 52,9;
- вода – 11,4;

0,5% сахара или в равной степени обезвоженного глицерина на 10–15% снижается время схватывания смеси. Добавка их в цементно-песчаную смесь, содержащую 0,5% от массы цемента объемно-гидрофобизирующего олеата аммония и 0,1% гидрофилизатора – неионогенного ПАВ оксизтилированного нонилфенола, снижают время схватывания смеси только на 5–6%.

Лишь введение в цементно-песчаную смесь, содержащую 0,5% олеата аммония и 0,1% оксизтилированного нонилфенола продуктов взаимодействия кремневой кислоты с глицерином, обеспечивает существенное сокращение времени схватывания цементно-песчаной смеси. Количественную оптимизацию добавки, содержащую 20% кремневой кислоты в глицерине и введенной в воду затворения совместно с анионным и неионогенным ПАВами, проводили с учетом требований ГОСТ 310.3-76 и данных, приведенных в работе [6].

Экспериментально установлено, что при концентрации добавки продукта взаимодействия кремневой кислоты с глицерином 1,0% от массы цемента время схватывания цементно-песчаной смеси, содержащей гидрофобизатор и гидро-

филизатор, с  $V/C=0,32$  сопоставимо с временем схватывания смеси без добавок с  $V/C=0,47$  и составило в среднем 3,1–3,5 часов.

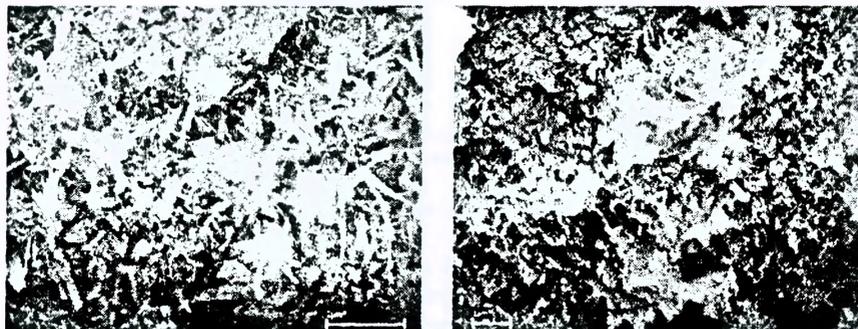
Следует отметить, что в воде затворения добавка кремневой кислоты в глицерине, представляющей собой прозрачную маэобразную массу, распадается на гель кремневой кислоты с усредненным размером аморфных частиц 10-20 нм и глицерин.

Установлено, что введение в цементно-песчаную смесь, не содержащую поверхностно-активных веществ, 1,0% добавки продукта взаимодействия кремневой кислоты с глицерином уменьшает время схватывания смеси в 2–2,5 раза. Введение в эту же цементно-песчаную смесь 0,5% олеата аммония, который обеспечивает объемную гидрофобизацию и пластичность смеси, на 43% увеличивает время ее схватывания.

Проведенное исследование указывает на то, что олеат аммония несет ответственность за торможение процесса схватывания цементно-песчаной смеси. Это подтверждается и данными микроскопического исследования поверхности скола после 28 суточного твердения, полученными с помощью растрового микроскопа LEO-1420, который был снабжен рентгеновским микроанализатором «Rontec Edwin» фирмы «Carl Zeiss».

В частности, установлено (рис. 1,а), что для поверхности скола затвердевшей цементно-песчаной смеси, не содержащей добавок, характерна кристаллическая структура с нитевидным габитусом.

Для поверхности скола образца, содержащего 0,5% гидрофобизирующей добавки – олеата аммония, характерна пассивация роста кристаллов (рис. 1,б).



а)

б)

а – состав без добавки; б – то же, с добавкой 0,5% олеата аммония

Рисунок 1 – Поверхность скола образцов.

Наблюдаемую пассивацию роста кристаллов на поверхности скола бетона можно объяснить последствием взаимодействия олеата аммония с кальцийсодержащим компонентом цемента и образованием труднорастворимого, не подвергающегося гидролизу олеата кальция.

В то же время на отдельных участках скола обнаруживаются места с четким проявлением кристаллических структур (рис. 2).



Рисунок 2 – Поверхность отдельных участков скола цементно-песчаного раствора, содержащего 0,5% олеата аммония

Причины неравномерной пассивации поверхности скола образца, содержащего олеат аммония, можно объяснить неудовлетворительным распределением олеата кальция в объеме цементно-песчаной смеси.

Аналогичную картину можно наблюдать и на поверхности скола образца, в состав которого одновременно введено 0,5% олеата аммония и 0,1% оксиэтилированного нонилфенола (рис. 3).

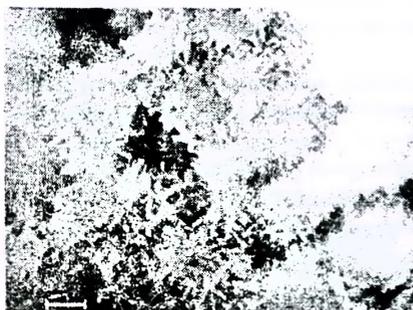


Рисунок 3 – Запассивированные (а) и незапассивированные (б) участки поверхности скола образцов, содержащих 0,5 % олеата аммония и 0,1 % нонилфенола

Из рисунка 3 следует, что наличие в цементно-песчаной смеси гидрофилизатора – нонилфенола не обеспечивает равномерного распределения в объеме гидрофобизатора – олеата аммония, а незапассивированные олеатом кальция участки скола бетона сильно обводняются избытком в этом пространстве воды затворения. Последнее, очевидно, создает условия для более интенсивного протекания процессов гидратации частиц цемента и последующего роста кристаллов низкоосновных силикатов.

Установлено [7], что неионогенный ПАВ – оксиэтилированный нонилфенол в рассматриваемой системе выполняет роль разжижителя. Вместе с тем, он практически не оказывает влияния на процесс пассивации роста кристаллов с нитевидным габитусом при твердении смеси (рис. 4).

Отсутствие научного принципа подбора поверхностно-активных веществ для дисперсных цементных систем затрудняет трактовку механизма действия

оксигетилированного нонилфенола на процессы гидратации, схватывания и твердения цементно-песчаной смеси.

Введение в цементно-песчаную смесь, содержащей олеат аммония, добавки продукта взаимодействия кремневой кислоты с глицерином в количестве 1,0 % от массы цемента уменьшает в 2–2,5 раза время ее схватывания.

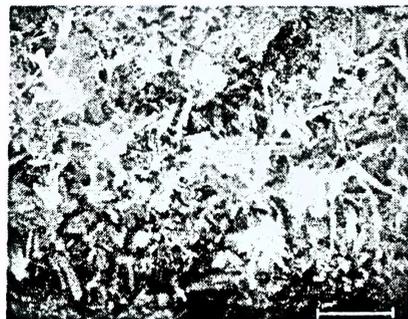


Рисунок 4 – Поверхность скола образца, содержащего 0,18 % оксигетилированного нонилфенола

Наблюдаемый эффект, по-видимому, обусловлен тем, что наличие в цементно-песчаной смеси ультрадисперсной гелеобразной кремневой кислоты вызывает не только увеличение скорости гидратации поверхности цемента, но и последующее ускорение гидролиза продуктов взаимодействия  $C_3S$  с водой.

Это ускорение можно объяснить развитием процесса взаимодействия кремневой кислоты с одним из продуктов гидролиза высокоосновного силиката кальция –  $Ca(OH)_2$ .

На рисунке 6 приведены снимки поверхности скола образца, полученные без добавки и с 1,0% добавки продукта взаимодействия кремневой кислоты с глицерином.



а)



б)

а – без добавок. б – с 1,0% добавкой кремневой кислоты с глицерином

Рисунок 5 – Поверхность скола образцов

Полученные данные указывают на вероятность того, что добавка продуктов взаимодействия кремневой кислоты с глицерином в процессе твердения цементно-песчаной смеси стимулирует рост кристаллических структур низкоосновного силиката кальция с иглообразным габитусом.

Наиболее ярко проявляется влияние этой добавки на структуру поверхности скола образца, содержащего ее в количестве 1,0% от массы цемента, а также 0,5% олеата аммония и 0,18% нонилфенола, обеспечивающих соответственно объемную гидрофобизацию и разжижение цементно-песчаной смеси. На поверхности скола проявляются достаточно толстые с иглообразным габитусом кристаллические структуры гидросиликатов кальция со средним соотношением  $Ca:Si = 1,8:1$  (рис. 6).

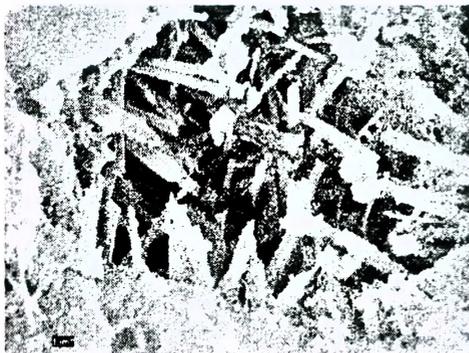
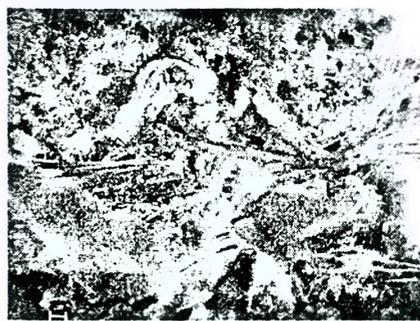


Рисунок 6 – Поверхность скола образца, содержащего 1% кремневой кислоты с глицерином, 0,5% олеата аммония и 0,18% нонилфенола

Интересное проявление роли добавок кремневой кислоты в глицерине наблюдается на рисунке 7 поверхности скола образца, содержащего 0,5% олеата аммония, 0,18% нонилфенола и 1,0% кремневой кислоты с глицерином, а также поверхности скола образца, в составе которого находилось только 1,0% кремневой кислоты с глицерином.



а)

б)

а – с добавкой 0,5% олеата аммония, 0,18% нонилфенола и 1% кремневой кислоты.

б – с добавкой 1,0 % кремневой кислоты с глицерином

Рисунок 7 – Поверхность скола образцов цементно-песчаного раствора

На поверхности скола образцов четко проявляются в виде волокон очаги роста нитевидных кристаллов низкоосновных силикатов кальция, полученных, по-видимому, за счет взаимодействия кремневой кислоты  $SiO_2 \cdot nH_2O$  с  $Ca(OH)_2$ , который присутствует на поверхности кристаллических структур как продукт гидролиза гидросиликатов  $Ca_3S$ .

Подобные волокнистые образования не проявляются на поверхности скола образца, не содержащего добавок (рис. 8)

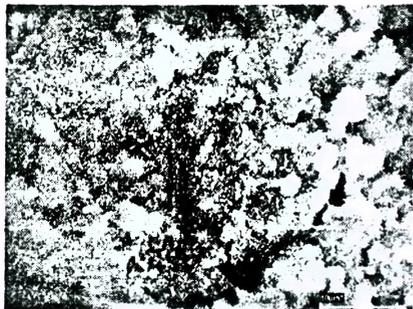


Рисунок 8 – Поверхность скола образца, не содержащего добавок

На исследуемой поверхности скола такого образца проявляются лишь слабо заметные фрагменты нитеобразных структур, которые присутствуют в объеме раствора, содержащего 0,3 % олеата аммония (рис. 9) или 0,8 % гиперпластификатора Стахемент-2000 (рис. 10).

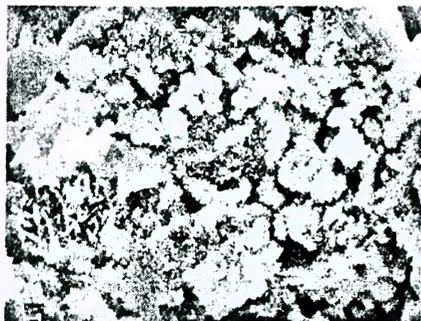


Рисунок 9 – Поверхность скола образца, содержащего 0,3 % олеата аммония

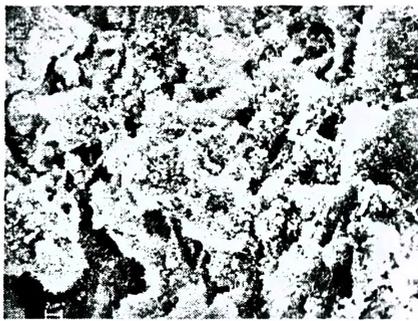


Рисунок 10 – Поверхность скола образца, содержащего 0,8 % гиперпластификатора Стахемент – 2000

В то же время на поверхности скола образца (рис. 11), в состав которого введено 0,18% оксигетилированного нонилфенола, четко проявляются пористые образования гидросиликатов кальция и наблюдается усиление нитевидных кристаллических структур (в сравнении с рис. 10).

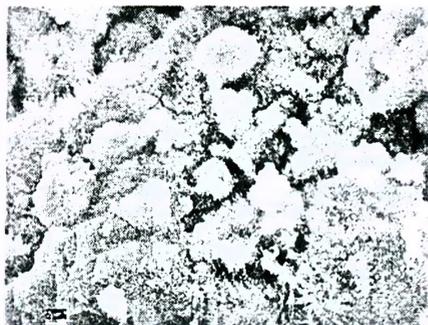


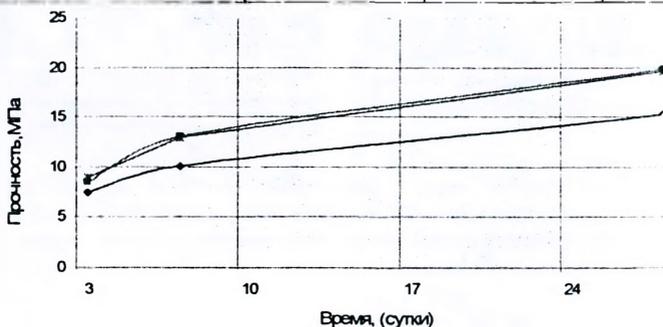
Рисунок 11 – Поверхность скола образца, в составе которого содержится 0,18 % оксигетилированного нонилфенола

Последнее, по-видимому, обусловлено положительным влиянием неионогенного ПАВ на процесс гидратации цемента.

Кроме структурного исследования особенностей твердения объемно-гидрофобизированных цементных материалов, была проведена оценка набора прочности образцами из цементно-песчаного раствора, в состав которых вводились добавки, обеспечивающие объемную гидрофобизацию, пластификацию и ускоренное твердение образцов (таблица 1).

Таблица 1 – Влияние добавок на прочностные характеристики цементно-песчаного раствора

Содержание добавок	Прочность образцов на сжатие, МПа, в возрасте		
	3 суток	7 суток	28 суток
Без добавки (контрольный) В/Ц = 0,47	7,4	10,1	15,3
Продукт взаимодействия кремневой кислоты с глицерином 1,0% В/Ц = 0,47	8,5	13,1	19,8
Олеат аммония 0,3% нонилфенол 0,18% В/Ц = 0,33	6,3	9,0	15,1
Олеат аммония 0,3% нонилфенол 0,18% продукт взаимодействия кремневой кислоты с глицерином 1,0% В/Ц = 0,33	9,0	13,0	19,6



—●— Без добавки (контрольный), В/Ц=0,47  
 ●—●— Продукт взаимодействия кремневой кислоты с глицерином 1%, В/Ц=0,47  
 —○— Олеат аммония 0,3%, глицерин 0,18%, В/Ц=0,33  
 —○— Олеат аммония 0,3%, глицерин 0,18%, продукт взаимодействия кремневой кислоты с глицерином 1%, В/Ц=0,33

Рисунок 12 – Кинетика набора прочности образцов

Определение прочности образцов из цементно-песчаного раствора проводилось согласно [8] на образцах-кубах 70,7х70,7х70,7 мм в возрасте 3, 7 и 28 суток.

Из приведенных выше данных следует, что кремневая кислота в глицерине, введенная в цементно-песчаную смесь в количестве 1,0% от массы цемента, увеличивает прочность раствора в возрасте 28 суток в среднем на 29,4%, а ве-

ление олеата аммония, нонилфенола и продукта взаимодействия кремневой кислоты с глицерином в среднем на 28,9%.

**Заключение.** Полученные в работе данные указывают на то, что объемная гидрофобизация бетонов и растворов, содержащих добавку олеата аммония, обусловлена образованием олеата кальция, который и тормозит гидратацию высокоосновных силикатов кальция и пассивирует рост кристаллических структур. Неравномерность распределения олеата кальция в объеме материала обеспечивает проявление на поверхности его скола участков с достаточной интенсивным ростом кристаллических структур.

Добавка в цементно-песчаную смесь, содержащую олеат аммония, гидрофиллизатора – окситилированного нонилфенола, практически не изменяет морфологию поверхности скола образца, за исключением некоторого укрупнения кристаллических структур. В то же время неионогенный ПАВ нонилфенол изменяет реологию содержащей олеат аммония цементно-песчаной смеси, делает ее достаточно подвижной и при  $V/C = 0,30-0,32$ .

Наблюдаемый эффект разжижения цементно-песчаной смеси, содержащей гидрофобизирующие и гидрофилизирующие ПАВы, авторами работы [7] рассматривается с позиции структурированной воды, находящейся между гидрофобными поверхностями частиц цемента.

При выполнении работы замечено, что эффект разжижения загидрофобизированной цементно-песчаной смеси незначительно ускоряет ее твердение. Добавка сахара или глицерина также существенно влияния на скорость схватывания гидрофобизированной цементно-песчаной смеси не оказывает. Лишь добавка в цементно-песчаную смесь продукта взаимодействия кремневой кислоты с глицерином позволяет значительно уменьшить время ее схватывания. Наблюдаемое ускорение схватывания и твердения загидрофобизированной цементно-песчаной смеси в присутствии гелеобразной кремневой кислоты и глицерина, по-видимому, обусловлено формированием на запассивированной поверхности цементного камня новых нитеобразных кристаллических структур (рис. 8). За образование таких структур, по-видимому, отвечает процесс взаимодействия гелеобразной кремниевой кислоты с глицератом кальция, продуктами гидратации и последующего гидролиза высокоосновного силиката –  $Ca(OH)_2$ . Вместе с тем, этот процесс несет ответственность не только за скорость схватывания гидрофобизированной цементно-песчаной смеси, но и за кинетику набора прочности раствора в возрасте 3, 7 и 28 суток (таблица 1).

#### Список цитированных источников

1. Ильяхин, В.В. Гидросиликаты кальция: синтез монокристаллов и кристаллохимия: научное издание / В.В. Ильяхин [и др.] – М: Наука, 1979 – 184 с.
2. Шпыкова, Л.Г. Физико-химические основы формирования структуры цементного камня / Л.Г. Шпыкова [и др.]. – Львов: Вища школа, 1981 – 158 с.
3. Курбатова, И.И. Химия гидратации портландцемента / И.И. Курбатова – М: Стройиздат, 1977 – 158 с.
4. Андреева, Е.П. Изучение механизма влияния сахарозы на процесс гидратации  $\beta$ -двух- и трехкальциевого силиката в разбавленных суспензиях / Е.П. Андреева [и др.] // Коллоидный журнал – 1980 – Т. 42. № 1. – С. 3–10.
5. Способ приготовления бстонной смеси: а.с. 624896 СССР, МКИ С 04 В 13/24, С 04 В 15/00 / И.Г. Гранковский, Г.П. Бойко, Л.Д. Зарудная, Г.П. Нечипор – Опубл. 25 09 78 // Б.И. – № 35.

6 Леонович, С.Н. Особенности объемной гидрофобизации бетонов / С.Н. Леонович, Г.Л. Щукин, А.Л. Беланович, В.П. Савенко, А.И. Пелюшкевич // Строительная наука и техника – 2008 – № 2(17) – С. 23–26

7 Леонович, С.Н. Особенности пластификации и разжижения цемент-содержащего теста композицией гидрофобизирующего и гидрофилизующего ПАВ / С.Н. Леонович, А.И. Пелюшкевич, Г.Л. Щукин, А.Л. Беланович // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. XV Международ. науч.-метод. семинара, г. Новополоцк, 27–28 нояб. 2008 г. / М-во образования Респ. Беларусь (и др.). – Новополоцк: ПГУ, 2008 – Т. 2 – С. 9–13

8 Растворы строительные. Методы испытаний: ГОСТ 5802-86 – Введ. 01.07.1986. – М. ЦНИИСК им. Кучеренко, Госстрой СССР, 1986 – 22 с.

УДК 666.972.69

## ФАЗОВО-СТРУКТУРНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ С ДОБАВКОЙ МОЛОТОГО ОТСЕВА

Смоляков А.В., Батяновский Э.И.

**Введение.** Использование многотоннажных отходов дробления гранитной породы на РУПП «Гранит» Брестской области, является важной народнохозяйственной задачей. Результаты исследований, выполненных авторами в последние годы, свидетельствуют о возможности полного и эффективного использования гранитного отсева как в качестве минеральной добавки в цемент (раствор, бетон), для получения которой рекомендуется «отсев» мелких фракций (менее 1,25 мм), так и в качестве обогащающих мелкие (природные, речные) пески крупных фракций (1,25–5,0 мм) предварительно рассеянного на сите №1,25 вновь образующегося и отвального гранитного отсева [1, 2]. Отделение мелких (менее 1,25 мм) фракций отсева облегчает условия последующего помола и обеспечивает получение минеральной добавки с  $S_{уд} \sim 3000 \text{ см}^2/\text{г}$  за 15 мин. работы шаровой мельницы. Продукт помола, введенный в цемент в количестве 10%–30% от его массы, способен существенно повысить прочность цементного камня (из теста нормальной густоты), несмотря на уменьшение доли клинкерной составляющей в смешанном вяжущем. Сущность «механизма» данного эффекта рассматривается в настоящей статье.

**Прочность цементного камня.** На рис. 1 приведены данные об изменении коэффициента нормальной густоты цементного теста и относительной прочности цементного камня (образцы: размерами  $2 \times 2 \times 2 \text{ см}$ ), полученного на «чистом» цементе и при различных дозировках минеральной добавки.

Из результатов испытаний следует, что введение добавки с  $S_{уд} \sim 3000 \text{ см}^2/\text{г}$  не только не снижает прочность пропаренного (режим:  $2+3+6+(12-13) \text{ ч.}$ ) цементного камня, но и в дозировке до 20–30% от массы цемента способствует ее росту. При этом оптимум приходится примерно на 15–20%-ю дозировку добавки; увеличение дозировки > 20 % сопровождается вначале замедлением роста, а затем и снижением прочности пропаренного цементного камня из смешанного вяжущего, в сравнении с образцами, изготовленными на чистом цементе.

Результаты испытаний образцов цементного камня естественного твердения (образцы размерами  $2 \times 2 \times 2 \text{ см}$ ) подтвердили общие закономерности, установленные при испытаниях образцов-аналогов после пропаривания.

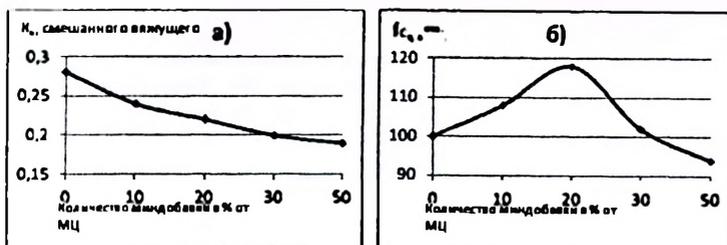


Рисунок 1 – а) тенденция изменения  $K_{кр}$  смешанного вяжущего;  
б) тенденция изменения прочности на сжатие

Результаты экспериментов, свидетельствующие о росте прочности цементного камня с добавкой измельченного гранитного отсева при  $S_{уд} \sim 3000 \text{ см}^2/\text{г}$  в дозировке до 30% от массы цемента, могут быть связаны с активизирующим воздействием тонкодисперсных частиц  $\text{SiO}_2$  на процессы его твердения. С целью подтверждения этой гипотезы был выполнен комплекс исследований с помощью «ДТА-анализа» и рентгенофазового анализа. Во всех случаях исследования выполняли в сравнительном варианте, испытывая пробы измельченного до порошкообразного состояния чистого цементного камня и камня с миндобавкой (от 0 до 50% от МЦ), твердевших в одинаковых условиях (нормально-влажностные и пропаривание по ранее приведенному режиму) равное время: 28 суток и 24 ч соответственно, и испытанных предварительно на сжатие.

Дериватографический анализ. На рисунках 2 соответственно выборочно приведены дериватограммы (прибор-дериватограф Q-1500Д) термического разложения проб молотого чистого цементного камня (в возрасте 28 суток), содержащего 30% от МЦ добавки и пробы гранитного отсева. Очевидно, что общий характер графиков «ТГ» (изменения веса), «ДТГ» (скорость изменения веса) и «ДТА» (термическое превращение) не изменяется и дополнительных экстремумов не наблюдается, что свидетельствует об отсутствии дополнительных химических превращений под влиянием вещества добавки на цемент, продукты его гидратации и новообразования. Вместе с тем, имеются отличия в графиках «ТГ» и «ДТГ», которые в результате отражаются в расширении оснований пиков (и площади пиков) на графике «ДТА» в диапазоне низких температур (до  $150^\circ\text{C}$ ), средних ( $400\text{--}480^\circ\text{C}$ ) и высоких ( $700\text{--}800^\circ\text{C}$ ), что свидетельствует об увеличении времени испарения физической и химически связанной воды и разложения разнообразных продуктов гидратации цемента с добавкой. Это свидетельствует, в частности, об увеличении количества разлагающихся новообразований в пробах цементного камня с добавкой без изменения их морфологии (состава).

Рентгенофазовый анализ. На рисунке 3 представлены записи дифрактограмм (получены на рентгеновском дифрактометре ДРОН-7) идентичных (исследованным дериватографическим методом) проб гранитного отсева, чистого цементного камня и с минеральной добавкой в возрасте 28 сут. Оценка характеристических пиков рентгеновского сектора приведенных и всех исследованных проб затвердевшего цементного камня показывает, что они присущи одним и тем же кристаллогидратным новообразованиям во всех случаях. Визуальное отличие и большая «насыщенность» дифрактограммы цементного камня с добавкой молотого отсева связана с присутствием ее вещества и «дополнением» рентгеновского спектра данного цементного камня спектром вещества гранитного отсева (определено до проведения основного эксперимента).

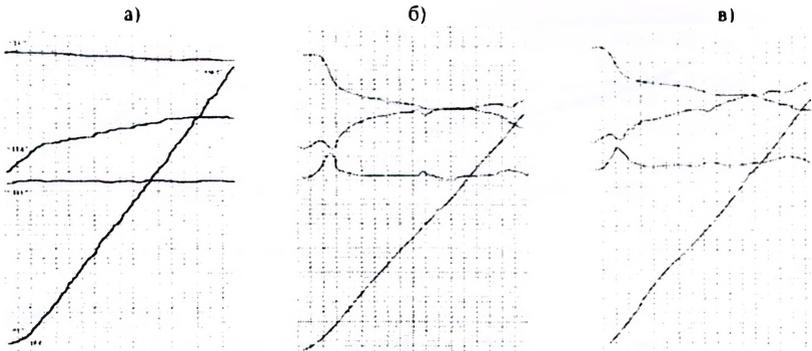
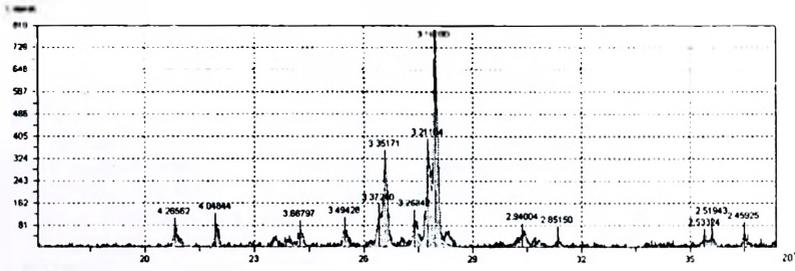
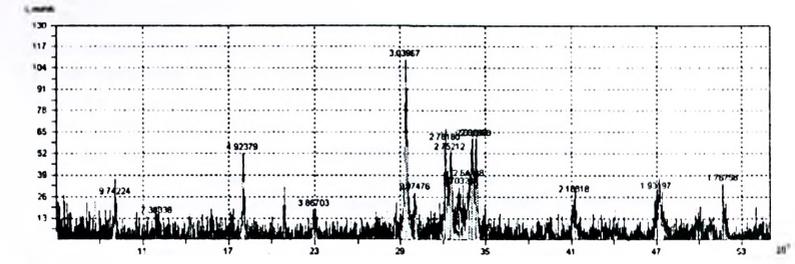


Рисунок 2 – Дериwатограмма термического разложения пробы гранитного отсева – а; дериwатограмма термического разложения чистого цементного камня – б; дериwатограмма термического пробы цементного камня с 30% добавки от МЦ – в

а)



б)



в)

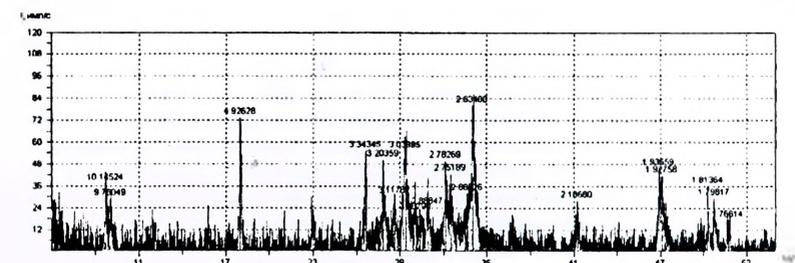


Рисунок 3 – Дифрактограммы: а) проба гранитного отсева. б) чистого цементного камня, в) пробы цементного камня с 30% добавки от МЦ

На этом основании можно сделать вывод, дополняющий результаты дериватографических испытаний, об отсутствии изменений морфологии продуктов гидратации цемента и соответствующих химических реакций под влиянием вещества минеральной добавки из гранитного отсева. Оценка результатов исследований по данным, приведенным в материале статьи, позволяет сделать следующие выводы.

**Заключение.** Установлено, что минеральная добавка из гранитного отсева не изменяет морфологию новообразований в цементном камне, т.е. не проявляет химической активности по отношению к продуктам гидролиза и гидратации клинкерным минералов. В основе выявленного эффекта роста прочности цементного камня с ней лежит физико-химический процесс, сопровождающийся формированием большего количества традиционных кристаллогидратных новообразований (благодаря наличию в минеральной добавке ультрадисперсных частиц кремнезема), более плотной взаимной «упаковки» их, с увеличением «площади» взаимных контактов и энергии связи между ними, чему способствует и понижение общего водоцементного отношения теста нормальной густоты смешанного вяжущего.

#### Список цитированных источников

- 1 Батяновский, Э И Гранитный отсев РУПП «Гранит» – направления использования и свойства / Э И Батяновский, А В Смольков, 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 Смольков // Строительная наука и техника – 2009. – № 1. – С. 73–79.
- 3 Навржин, Ф., Крмча, Р Химические добавки в строительстве – М.: Стройиздат, 1964 – 288 с
- 4 Добавки в бетон. Справочное пособие, под ред В С Рамачандрана – М., 1988 – С 261–269
5. Тейлор, Х Химия цемента, пер с англ. – М.: Мир, 1996 – 560 с
- 6 Батраков, В.Г Модифицированные бетоны / В.Г Батраков. – М.: Стройиздат, 1998. – 768 с
- 7 Ратинов, В Б., Ротенберг, Т.И. Добавки в бетон – 2-е изд., перераб и доп – М.: Стройиздат, 1989. – 188 с
- 8 Демьянова, В С Рациональное использование отходов камнедробильного производства в технологии смешанных вяжущих / В С Демьянова, Н М Дубошина, Г Д Фадеева // Промышленное и гражданское строительство, 1999 – № 10 – С 33–35
- 9 Калашников, В И Реакционная активность измельченных горных пород в цементных композициях / В И Калашников, В С Демьянова, С В Калашников, Ю С Кузнецов // Изв Тульского гос ун-та – № 7. – 2004 – С. 26–33
- 10 Ковалев, Я Н Активизированные технологии дорожных композиционных материалов / Монография – Мн. Беларуская Энциклапедыя, 2002 – 334 с
- 11 Демьянова, В С., Калашников, В И., Казина, Г Н. Дисперсно-наполненные клинкерные цементы на основе отходов камнедробления // Известия вузов Строительство – 2006. – № 5. – С 30–36

## ПРИМЕНЕНИЕ ДОБАВКИ STG-3 ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ ЗАЩИНЫХ СВОЙСТВ БЕТОНА ПО ОТНОШЕНИЮ К СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЕ

Уласевич В.П., Якубовская О.А.

**Актуальность проблемы.** Долговечность железобетонных конструкций в значительной степени зависит от защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре, которая склонна подвергаться коррозии. Интенсивности коррозии усиливается воздействием хлоридов, которые присутствуют в бетоне чаще всего в результате применения в качестве ускорителей твердения различных хлорсодержащих добавок. Ослабить их коррозионное воздействие можно только в том случае, если содержание хлоридов в жидкой фазе бетона не превышает 0,03–0,05% [1].

Наиболее распространенным способом защиты стали от действия хлоридов является обеспечение низкой проницаемости бетона за счет применения добавок-суперпластификаторов. Однако в некоторых случаях даже бетон с низкой проницаемостью не обеспечивает достаточной защиты, например, когда конструкция требует малой величины защитного слоя, допускается раскрытие трещин в бетоне, используется бетон высокой влагопроницаемости, или конструкция эксплуатируется в агрессивной среде.

Защитная способность бетона по отношению к стальной арматуре обеспечивается также щелочной природой его жидкой фазы, обуславливающей образование на поверхности арматуры пассивационного слоя. Однако в результате длительного взаимодействия бетона с углекислым газом, а также воздействия агрессивных сред идет реакция карбонизации, *pH* среды снижается, начинаются процессы коррозии. Для обеспечения защиты арматуры важно, чтобы у ее поверхности значение *pH* жидкой фазы не падало ниже 11,8.

Таким образом, эксплуатация конструкций в условиях агрессивной среды требует дополнительной защиты стальной арматуры, которая может быть достигнута либо путем специальной ее обработки, либо путем усиления защитных свойств бетона при его модифицировании *добавками – ингибиторами коррозии*. Принцип действия ингибиторов коррозии основан на свойстве некоторых индивидуальных химических соединений или их смесей уменьшать скорость коррозионного процесса. Такие добавки представляют собой химические соединения вводимые в бетон или раствор в малых концентрациях, в результате взаимодействия которых со стальной арматурой замедляется или предотвращается реакция взаимодействия металла с окружающей средой. К преимуществам такого вида защиты стальной арматуры, наряду с экономичностью, следует отнести легкости и практическую внедрения, достигаемые за счет несущественных изменений технологического процесса и без использования дополнительного оборудования.

По типу действия ингибиторы подразделяют на *анодные* (пассиваторы), *катодные* и *смешанного действия*. По химической природе ингибиторы могут быть *неорганическими* и *органическими*.

*Анодные ингибиторы* — это вещества, способные подавлять реакции, протекающие на аноде. Наиболее распространенным анодным ингибитором явля-

ются растворимые соли азотистой кислоты (нитриты  $\text{NaNO}_2$ ,  $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$ ) и хромат натрия  $\text{Na}_2\text{CrO}_4$ . Отметим, что эти добавки эффективны только тогда, когда они присутствуют в достаточно высоких концентрациях (2—4 % массы цемента). Защитное действие нитритов состоит в образовании поверхностной оксидной пленки, однако при недостаточных их дозах возможно проявление точечной коррозии арматуры. Следует отметить, что нитриты и хроматы относятся к веществам, вызывающим раздражение кожи и дыхательных путей.

*Катодные ингибиторы* действуют либо путем замедления катодной реакции, либо путем выборочного осаждения на катодных пластинах. В качестве добавок этой группы часто используют гидроксиды ( $\text{NaOH}$  и  $\text{NH}_4\text{OH}$ ), применяемые так же и как ускорители твердения бетона. Их действие в отличие от анодных ингибиторов является обычно косвенным, например, увеличивается значение pH среды, и таким образом уменьшается растворимость соединений железа. Отметим, что при наличии хлоридов их пассивирующее действие недостаточное.

*Ингибиторы смешанного действия* наиболее предпочтительны, так как их действие направлено на всеохватывающую поверхностную коррозию, возникающую из-за присутствия агрессивной среды, а также из-за наличия микропор на поверхности металла. К этой группе относятся органические соединения, способные замедлить коррозию металла путем замедления скорости как катодной, так и анодной реакций (органические вещества, содержащие полярные группы (амины и их соли), альдегиды, гетероциклические и другие соединения) [1]. Важно, что *органические ингибиторы* с увеличением дозировки, как правило, не уменьшают удобоукладываемости бетонной смеси, а их недостаточная концентрация не приводит к язвенной коррозии. Их защитное действие тем выше, чем легче они сорбируются на железе, а также чем сильнее смачивающая способность входящих в них ПАВ. Следует учитывать, что их эффективность в цементных системах может быть снижена при недостаточной дозировке вследствие интенсивной сорбции минералами цемента [1].

Механизм действия *органических ингибиторов* основан на наличии в них ионогенных ПАВ, а также полярных карбоксильных, и аминных групп, способных к образованию органических солей. Будучи хорошо растворимыми в воде они способны образовывать органические анионы, которые хорошо адсорбируются только на поверхности металла, в то время как продукты коррозии их не адсорбируют.

**Материалы и методика исследований.** В [2] доказано, что арматура в бетоне, модифицированном добавкой для бетонов STG-3 в оптимальном количестве (0,0075 - 0,0125% от массы цемента), находится в устойчивом пассивном состоянии. Анализируя механизм действия органических ингибиторов коррозии в бетоне [1], а также химические свойства входящих в STG-3 гумусовых кислот, обусловленные наличием в них разнообразных реакционноспособных функциональных групп (карбоксильных, фенольных и спиртовых гидроксильных, азотсодержащих алифатических аминов) и их растворимых солей), естественно было предположить о проявлении добавкой STG-3 свойств органических ингибиторов коррозии смешанного действия.

Для доказательства возможности получения бетонов, модифицированных добавкой STG-3, с повышенными защитными свойствами по отношению к

стальной арматуре, нами были проведены дополнительные экспериментально-теоретические исследования:

а) изучалась возможность применения повышенного расхода добавки STG-3 (в сравнении с установленным ранее оптимальным [2], [3]) без существенного снижения ее эффекта как ускорителя твердения бетона и без ухудшения реологических свойств бетонной смеси;

б) исследовались защитные свойства бетона, модифицированного добавкой STG-3 при повышенном ее расходе, по отношению к стальной арматуре по методу ускоренных электрохимических испытаний;

в) по результатам исследований оценивалось влияние повышенного расхода добавки на защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре.

Определение пассивирующего действия бетона, модифицированного добавкой STG-3, по отношению к стальной арматуре выполняли по *направлению 1* СТБ 1168-99 [4]. Сущность метода испытаний состоит в определении защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре путем наложения электрического потенциала на стальную арматуру и измерения соответствующей величины плотности тока с последующим построением поляризационной кривой и ее анализом.

Оценка влияния компонентов бетона на его защитное действие по отношению к стальной арматуре выполнялась после испытаний армированных образцов в условиях их циклического насыщения (в среде-воде и в среде 5 % раствора соли NaCl) и последующего высушивания.

Экспериментальные исследования выполнены на оборудовании Научно-исследовательской и испытательной лаборатории бетона и строительной продукции (НИИЛ БиСП) БНТУ.

При изготовлении образцов (размером 40×40×160 мм) использовали составы бетонных смесей, приведенные в таблице 1, и стержни, изготовленные из арматурной стали класса S240, диаметром 10 мм.

Таблица 1 – Составы бетонных смесей для изготовления образцов

Наименование состава бетона	В/Ц	ОК см	Расход материалов на 1 м <sup>3</sup>				
			Ц, кг	П, кг	Щ, кг	В, л	Добавка STG-3, л
Контрольный состав бетона	0,576	2	300	804	1206	173	–
Состав бетона с добавкой STG-3	0,542	2				156,5	6,12

Характеристики материалов: *портландцемент* по ГОСТ 10178 ПЦ 500-Д0 ОАО «Красносельскстройматериалы»,  $ИГ=25,0\%$ ,  $R_n=48,7$  МПа; *песок* природный с  $M_k=2,4$ ; *щебень* гранитный фракций 5÷10 мм; *вода* – по СТБ 1114; *добавка* STG-3 ТУ РБ 0271613.379-2004 с  $plf=11,9$ , массой сухих веществ – 4,9 %, удельной плотностью  $\rho=1022$  кг/м<sup>3</sup>. В качестве начального порога дозировки принят расход добавки STG-3, равный 0,1 % от массы цемента в перерасчете на сухое вещество.

**Результаты исследований.** Исследования защитных свойств бетонов контрольного состава и с добавкой STG-3 (основного) выполнены по вышеназванной методике на образцах после 28 суток твердения, а также после 10 и 20 циклов попеременного насыщения в водной среде и в 5%-ом растворе соли NaCl и высушивания. Результаты исследований приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Заключение о коррозионном состоянии стали в образцах

Обозначение состава бетона	Плотность тока при потенциале +300 мВ, $\mu\text{А/см}^2$		Заключение о коррозионном состоянии стали в бетоне	
	Среднее значение	Требование СТБ 1168-99	Ненапрягаемая сталь	Напрягаемая сталь
Контрольный 0 циклов	4,72	до 10,0 (5,0*)	Устойчивое пассивное состояние	Устойчивое пассивное состояние
Контрольный 10 циклов в воде	2,19			
Контрольный 20 циклов в воде	1,71			
Контрольный 10 циклов в р-ре соли	10,63		Неустойчивое пассивное состояние (возможна слабая коррозия)	Активное состояние (возможна интенсивная коррозия)
Контрольный 20 циклов в р-ре соли	11,12			
С добавкой STG-3 0 циклов	4,06		Устойчивое пассивное состояние	Устойчивое пассивное состояние
С добавкой STG-3 10 циклов в воде	1,60			
С добавкой STG-3 20 циклов в воде	2,19			
С добавкой STG-3 10 циклов в р-ре соли	9,53			Неустойчивое пассивное состояние (возможна слабая коррозия)
С добавкой STG-3 20 циклов в р-ре соли	9,68			

\* – нормированное значение плотности тока для напрягаемой стали

Анодные поляризационные кривые испытаний контрольных образцов и образцов с добавкой STG-3 (основных), подтверждающие данные, приведенные в таблице 2, изложены в [5].

После проведения электрохимических испытаний арматурные стержни, изъятые из бетонных образцов, были подвергнуты дальнейшему длительному наблюдению при комнатной температуре и влажности. По истечении месяца после испытаний было установлено, что арматурные стержни, изъятые из контрольных образцов после 28 суток твердения, покрылись точечной коррозией, в то время как стержни из основных образцов бетона с добавкой STG-3 были покрыты сплошной пассивирующей пленкой и не имели следов коррозии [5]. В настоящее время за состоянием образцов ведутся дальнейшие наблюдения.

Необходимо отметить, что после 10 циклов насыщения/высушивания все контрольные образцы бетона (40×40×160 мм) имели две выраженные поперечные трещины.

В образцах, рабочей жидкостью для которых являлся 5 % раствор соли, ширина раскрытия трещин была больше, чем в образцах, выдерживавшихся в водной среде. При осмотре основных образцов бетона с добавкой STG-3, подвергшихся циклическим испытаниям в воде, трещин обнаружено не было. На основных образцах бетона, подвергшихся циклическим испытаниям в растворе соли, трещин либо не наблюдалось (см. рис. 1), либо была обнаружена одна по-

перечная трещина со значительно меньшей шириной раскрытия в сравнении с контрольными образцами. Это свидетельствует о более высокой стойкости образцов бетона с добавкой STG-3 при циклическом увлажнении и высушивании, в том числе и в условиях агрессивной среды (5% раствор хлорида натрия).

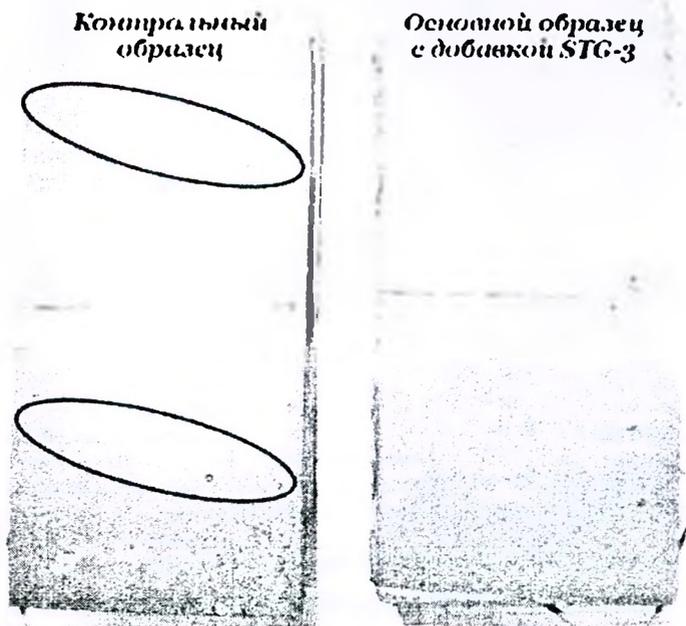


Рисунок 1 – Состояние экспериментальных образцов бетона после 10 циклов насыщения в растворе соли NaCl и высушивания

Кроме вышесказанного, были выполнены долговременные исследования по выдерживанию стальных арматурных стержней в водной среде и в добавке STG-3 (1,7%-й раствор по сухому веществу добавки). После полного испарения жидкой фазы в условиях комнатной температуры было проведено сравнение стальных стержней. Образцы, выдерживавшиеся в воде, были покрыты сплошным слоем коррозионного налета, в то время как на образцах, выдерживавшихся в добавке STG-3, следы коррозии отсутствовали, а поверхность стержней была покрыта пассивирующим слоем темно-коричневого цвета (соответствующего цвету добавки STG-3). Это свидетельствует о ярко выраженной комплексобразующей способности входящих в состав добавки функциональных групп, обеспечивающих ей свойства органического ингибитора коррозии смешанного действия.

**Заключение.** Исследования подтвердили возможность использовать добавку STG-3 для придания бетону повышенных защитных свойств по отношению к стальной арматуре. При этом бетон, модифицированный добавкой STG-3, оказывает защитные свойства не только благодаря проявлению добавкой свойств

органического ингибитора коррозии, но и благодаря ее способности подщелачивать жидкую фазу бетона, а также обеспечивать более плотную структуру бетона в процессе его твердения [6].

Устойчивое (пассивное) состояние стальной арматуры в бетоне с добавкой STG-3 подтверждает целесообразность ее применения для изготовления железобетонных конструкций, в том числе и предварительно напряженных с повышенными защитными свойствами по отношению к стальной арматуре.

#### Список цитированных источников

1 Алексеев, С.Н. Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях / С.Н. Алексеев, В.Б. Ратинов, Н.К. Розенталь, Н.М. Кашурников – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.

2 Уласевич, В.П. Некоторые свойства конструкционных бетонов, модифицированных добавкой STG-3 / В.П. Уласевич, З.Н. Уласевич, О.А. Якубовская // Вестник БрГТУ – 2007 – № 1(48) Строительство и архитектура – С. 54–59

3 Уласевич, В.П. Прогнозирование основных свойств бетонов, модифицированных добавкой суспензии торфяных гуминовых веществ / В.П. Уласевич, З.Н. Уласевич, О.А. Якубовская // Вестник ПГУ, серия F «Прикладные науки». Строительные материалы и технологии. – 2007 – № 12 – С. 58–62

4 СТБ 1168-99 Бетоны Метод контроля коррозионного состояния стальной арматуры в бетоне и защитных свойства бетона. – Введ. 21.07.99 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 1999. – 16 с.

5 Уласевич, В.П. Электронно-микроскопические исследования структуры цементного камня, модифицированного добавкой STG-3 / В.П. Уласевич, О.А. Якубовская // Вестник БрГТУ. Строительство и архитектура – 2009 – № 1 (55). – С. 90–94

6 Уласевич, В.П. Защитные свойства бетонов, модифицированных добавкой STG-3, по отношению к стальной арматуре / В.П. Уласевич, О.А. Якубовская // Вестник БрГТУ. – 2009 – № 1(55): Строительство и архитектура – С. 94–98.

УДК 666.97; 693.54в

## ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ПЕРВИЧНОЙ ЗАЩИТЫ ТВЕРДЕЮЩЕГО БЕТОНА

Саназ Эгбалшик, Батяновский Э.И., Коваженкова В.И.

**Введение.** Вся совокупность физико-технических свойств тяжелого цементного бетона, включая прочностные, упруго-деформативные, эксплуатационные (водо-, коррозионную, морозостойкость и др.), непосредственно зависит от качества структуры цементного камня. В свою очередь, на ее важнейшие характеристики: плотность, пористость, проницаемость, при прочих равных условиях, определяющее влияние оказывает начальный период твердения бетона. В частности, условия влагообмена с окружающей средой, которая характеризуется пониженной влажностью при высокой положительной температуре и, особенно, в сочетании с наличием и ростом скорости движения воздуха (ветра). Эта проблема существенна как для варианта тепловой обработки сборных изделий с использованием «сухих» теплоносителей, так и для монолитного строительства в летний период года, а также в любой иной при использовании разнообразных вариантов обогрева бетона, исключая паробогрев. Среди приемов технологической защиты неопалубленных поверхностей свежесотформованного бетона или после снятия опалубки (полив, разнообразные увлажняемые посыпки и гидроизолирующие укрытия, пленкообразующие составы и пр.) не полу-

чил развития вариант естественной первичной защиты путем уплотнения структуры наружного слоя бетона. Снижение его проницаемости, за счет формирования плотного внешнего слоя цементного камня, не усложняет ведения дальнейших работ (в частности, отделки), не ухудшает сцепления с последующими слоями и может быть реализован путем нанесения соответствующих химических реагентов на защищаемые поверхности. По разработке теоретических и практических основ технологии первичной защиты бетона, твердеющего в воздушно-сухих условиях, развернуты исследования, результаты которых частично представлены в материале статьи.

**Физико-химические основы первичной защиты бетона** базируются на физических явлениях массо- или влагопереноса, сопровождающих начальный период твердения цементного бетона, и химическом взаимодействии наносимых на его поверхность веществ с продуктами гидролиза и гидратации клинкерных минералов цемента, в результате которого образуются новые соединения, уплотняющие структуру цементного камня на некоторую глубину. В результате сужаются или колюматируются (закупориваются) «каналы» движения жидкости [1–6], снижается или предотвращается испарение воды затворения, чем обеспечиваются условия, благоприятные для твердения цемента и, соответственно, для формирования более плотной и непроницаемой структуры цементного камня и бетона в целом.

Свежеотформованный бетон представляет собой систему, проницаемость которой для химических реагентов связана с наличием объема воды затворения и в частности, той ее части, которая образует пленку некоторой толщины на поверхности бетона в первоначальный период после его укладки. Данное явление связано как с избыточным количеством жидкости по условиям формирования, так и с развитием контракционно-седиментационных эффектов во времени [7]. В случае продолжительного сохранения жидкофазной пленки на поверхности бетона возможно нанесение порошкообразных водорастворимых реагентов, с последующим растворением их в воде и диффузией по ее объему вглубь внешнего слоя бетона (точнее, цементного теста). При отсутствии «поверхностной» воды (низкое водоцементное отношение за счет применения качественных пластифицирующих добавок, схватившийся свежеотформованный или после снятия опалубки бетон) целесообразно нанесение химических реагентов в виде водных растворов. Проникновение их в объем формирующейся структуры внешнего слоя цементного камня (бетона) во всех случаях связано как с диффузией ионов растворенных в воде веществ, так и с массопереносом раствора в пористой среде, которую представляет собой цементное тесто, трансформирующееся в цементный камень.

Количественная оценка эффективности обработки бетона, периодичность нанесения и количество химического реагента, глубина и время «пропитки» могут быть определены с учетом фундаментальных представлений о процессе фильтрации жидкостей в пористых средах [8–10].

**Теоретические основы процесса фильтрации жидкости в пористых средах** были заложены в начале 19 в. работами Пуазейля и Хагена, установившими закономерность течения жидкости в тонких трубках в виде:

$$Q = K(dP/L), \quad (1)$$

где  $Q$  – расход жидкости в единицу времени;  $dP/L$  – градиент напоров;  $dP$  – разность напоров;  $L$  – длина трубы;  $K$  – коэффициент пропорциональности.

Выведение данной закономерности послужило основой для развития гидравлики как прикладной науки. На этом основании Дарси в середине 19 в предложил зависимость, отражающую фундаментальную закономерность фильтрации воды через пески. В результате экспериментов им была подтверждена прямолинейная связь между фильтрационным расходом и градиентом напора при фильтрации:

$$Q = K_{\phi} F (dP/L), \quad (2)$$

где  $F$  – площадь поперечного сечения образца;  $dP$  – перепад давления на длине участка фильтрационной среды  $L$ ;  $K_{\phi}$  – коэффициент пропорциональности, названный коэффициентом фильтрации.

Установлением этой закономерности, названной впоследствии линейным законом Дарси, было положено начало развитию новой отрасли знаний – подземной гидравлике. Закон Дарси устанавливает линейную зависимость между линейным расходом жидкости или газа и гидравлическим градиентом (уклоном, перепадом давления) в пористых средах. Он адекватно описывает характер движения поровой жидкости при относительно малых градиентах давления, в том числе при фильтрации воды через грунт.

Формула, выражающая линейный закон Дарси и используемая в современной фильтрационной гидравлике, имеет вид:

$$V_{\phi} = \frac{K_{\phi}}{\rho_{ж}} \frac{dP}{dl}, \quad (3)$$

для фильтрации жидкости в горизонтальном направлении, и, в случае вертикального направления фильтрации,

$$V_{\phi} = \frac{K_{\phi}}{\rho_{ж}} \frac{d(P \pm \rho_{ж} h)}{dh}, \quad (4)$$

где  $V_{\phi}$  – скорость фильтрации жидкости и газа;  $K_{\phi}$  – коэффициент проницаемости среды (коэффициент фильтрации);  $\rho_{ж}$  – плотность жидкости или газа;  $dP$  – перепад давления на длине участка фильтрационной среды ( $L$ ) или его высоте ( $H$ ).

Закон Дарси описывает процессы фильтрации жидкости в ламинарном режиме, т.е. интерпретируются линейные характеристики этого процесса при сравнительно небольших скоростях потока.

Коэффициент фильтрации  $K_{\phi}$ , представляет собой скорость фильтрации при гидравлическом уклоне, равном 1, то есть когда имеет место потеря единицы давления на единицу длины, имеет размерность скорости (м/с) и зависит от свойств фильтрационной среды и фильтрующей жидкости.

В работе [11] фундаментальные представления теории фильтрации жидкостей были привлечены для получения зависимости, с помощью которой можно рассчитать время или глубину «пропитки» сухих бетонных смесей (как пористой среды) при насыщении их водой и водными растворами химических добавок.

Для расчетов применена формула коэффициента фильтрации «по Козени», широко используемая в фильтрационной гидравлике [8]:

$$K_{\phi} = \beta \cdot \frac{d_2^2}{\mu_0} \cdot \frac{m^3}{(1-m)^3}, \quad (5)$$

где  $\beta$  – размерный эмпирический коэффициент Н/м<sup>2</sup>, принимаемый по Козени равным 8,2 и по данным работы [12]  $\beta \sim 11,4$ ;  $d_2$  – эффективный (усредненный) диаметр частиц твердой фазы, слагающих фильтрационную среду, м;  $\mu_0$  – ди-

намическая вязкость фильтрующей жидкости, Н.с/м<sup>2</sup>;  $m$ , – эффективная пористость фильтрационной среды.

Следует отметить, что в формуле Козени приведена истинная пористость фильтрационной среды « $m$ » в сухом состоянии твердой фазы. Академик Лейбензон [8] обосновал необходимость учета ее уменьшения до некоторого значения « $m_e$ » (эффективная пористость фильтрационной среды) за счет адсорбционных слоев жидкости, остающихся неподвижными в процессе ее фильтрации, и «застойных» областей (или объемов) высоковязких жидкостей (например, нефти), располагающихся с обратной стороны (по ходу движения жидкости) частиц твердой фазы, слагающих фильтрационную среду.

Подставив значения коэффициента фильтрации (5) в формулу (3), получим следующее выражение скорости фильтрации:

$$V_{\psi} = \beta \cdot \frac{d_1^2}{\rho_{\pi} \mu_0} \cdot \frac{m_e^2}{(1 - m_e)^2} \cdot \frac{dP}{dl} \quad (6)$$

Из теории фильтрации известна [8] зависимость между пористостью среды « $m$ », скоростью фильтрации « $V$ » и средней скоростью движения жидкости в порах « $W$ » в виде:  $W = V_{\psi} / m$ . (7)

Определим скорость движения жидкости в порах  $W$ , подставив выражение скорости фильтрации (6) в зависимость (7):

$$W_{\psi} = \beta \cdot \frac{d_1^2}{\rho_{\pi} \mu_0} \cdot \frac{m_e^2}{(1 - m_e)^2} \cdot \frac{dP}{dl} \quad (8)$$

Для фильтрации жидкости без избыточного давления, как это будет иметь место при сорбции твердеющим цементным камнем раствора реагентов в виде уплотняющих структуру добавок, градиент давления ( $dP/dl$ ) будет иметь «пренебрежительно» малую величину. В общем случае обозначим ее « $P_c$ » (давление, создаваемое силами сорбции). Тогда зависимость (8) может быть записана в виде:

$$W_{\psi} = \beta \cdot \frac{P_c \cdot d_1^2}{\rho_{\pi} \mu_0 \cdot \ell} \cdot \left( \frac{m_e}{1 - m_e} \right)^2 \quad (9)$$

Приняв условие, при котором раствор реагента, нанесенный на поверхность бетона, при средней скорости движения в порах « $W$ » будет проникать на глубину « $\ell$ » за время « $\tau$ », то есть:  $\tau = \ell / W$ , и, подставив выражение (9) в эту зависимость вместо « $W$ » получим

$$\tau = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\rho_{\pi} \mu_0 \ell^2}{P_c} \cdot \left( \frac{1 - m_e}{m_e \cdot d_1} \right)^2 \cdot c, \text{ или:} \quad (10)$$

$$\ell = \frac{m_e \cdot d_1}{1 - m_e} \cdot \sqrt{\frac{\beta \cdot P_c \cdot \tau}{\rho_{\pi} \mu_0 \cdot c}} \cdot M. \quad (11)$$

Полученные формулы учитывают взаимосвязь времени и «глубины» проникновения фильтра в зависимости от его свойств (вязкости и плотности) и характеристик фильтрационной среды (пористости и дисперсности (крупности) ее частиц) и могут быть основой для оценки процесса фильтрационного массопереноса при обработке поверхности бетона растворами уплотняющих его структуру химических добавок, а также для разработки зависимостей, адекватно отражающих этот процесс.

**Заключение.** Фундаментальные теоретические представления классической фильтрационной гидравлики, получившие развитие в течение более полутора столетий и подтвержденные широким применением в современных условиях

хозяйствования и при выполнении научных исследований, обеспечивают возможность разработки теоретических основ фильтрационных аспектов технологии первичной защиты твердеющего бетона путем «пропитки» его с поверхности составами, уплотняющими структуру цементного камня (бетона).

#### Список цитированных источников

- 1 Дахла, М Гидрофобно-кольматирующая пропитка бетона в условиях жаркого климата. автореф. дис. канд. тех. наук: 05.23.05 / Дахла Мохамед; Харьков. гос. университет строительства и архитектуры – Харьков, 1996 – 21 с
- 2 Крашенивникова, Л.А Гидратация и твердение портландцемента в присутствии функциональных добавок в составе сухих строительных смесей. автореф. дис. канд. тех. наук: 05.17.11 / Крашенивникова Лариса Алексеевна, Санкт-Пб гос. технолог. институт – Спб, 1999. – 18 с
- 3 CPI - Concrete Plant International = CPI - Международное бетонное производство: журнал рус. Изд – 2008, август № 4 – с 40
- 4 Варенюк, С.В Эффективные защитные цементные покрытия, модифицированные полимерами: автореф. дис. док. Тех. наук: 05.23.05: Варенюк Светлана Викторовна; Моск. Гос. стр. ун-т – Москва, 2006. – 37 с
- 5 Темкин, Е.С Технология бетона для сухого жаркого климата с использованием солнечной энергии: учеб. пособие для вузов / Е.С. Темкин. – Москва: АСВ, 2006. – 68 с.
- 6 Трахимчук, О.Е Повышение эксплуатационных свойств бетона обработкой растворами на основе гексафторсиликата магния автореф. дис. канд. техн. наук: 05.17.11: 05.17.01 / О.А. Трахимчук; Бел. гос. технол. ун-т. – Минск, 2006. – 19 с.
- 7 Ахвердов, И.Н Основы физики бетона – М.: Стройиздат, 1981. – С. 8-220.
- 8 Лейбензон, Л.С Движение природных жидкостей и газов в пористой среде. – М.: Л.: Гостехиздат, 1947. – С. 11-73.
- 9 Коллинз, Р. Течение жидкостей через пористые материалы – М.: Мир, 1964 – С. 68-104.
- 10 Полубаринова-Кончина, П.Я Теория движения грунтовых вод – М.: Наука, 1977. – С. 17-88.
- 11 Батыновский, Э.И Особо плотный бетон сухого формирования: монография / Э.И. Батыновский – Мн.: НПО000 «Стринко», 2002. – С. 61-86.

УДК 666.972

## СТОЙКОСТЬ БЕТОНА ПРИ КОМПЛЕКСНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ АГРЕССИВНОЙ СРЕДЫ И МЕХАНИЧЕСКИХ НАГРУЗОК

Бондарович А.И., Батыновский Э.И.

**Введение:** В процессе эксплуатации бетона дорожных покрытий, элементов мощения и благоустройства они подвергаются механическим воздействиям: истирающим, сжимающим, изгибающим, ударным нагрузкам различной интенсивности и значений, которые многократно повторяются во времени. Этот аспект деструктивного воздействия на бетон стандартные методы не учитывают, как по причине непредсказуемости вероятных условий эксплуатации строительных изделий и конструкций, изготовленных из проверяемого бетона, так и из-за неопределенности критериев оценки их воздействия на бетон. Несмотря на (развитие теории морозостойкости [1–7]) и 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 а в 50-60-х годах под руководством В.М. Москвина [8] это направление исследований получило развитие, накопленной информации недостаточно для того, чтобы попытаться количественно оценить влияние механических нагрузок на морозо-, солестойкость бетона особенно с учетом того факта,

что они оказывают существенное влияние на проницаемость и прочность бетона [9]. Такая оценка необходима как для разработки методики контроля и прогнозирования эксплуатационной надежности и ожидаемой долговечности разнообразных бетонных покрытий транспортных коммуникаций и зон благоустройства, так и для определения уровня требований к физико-техническим характеристикам бетона при проектировании таких объектов. С этой целью были выполнены экспериментальные исследования, результаты которых частично представлены в настоящей статье.

**Изменения массы образцов.** Сравнение данных (рис. 1, 2 и 3) об изменении массы образцов бетона при испытаниях на морозостойкость в растворе соли и в воде (рис. 1) позволяет сделать вывод о том, что солевая среда резко интенсифицирует процесс деструкции бетона в сравнении с замораживанием-оттаиванием в воде. Интенсивность снижения массы (~ 3...4 г за 5 циклов) контрольных образцов бетона к 30...35 циклам испытаний в солевой среде соответствует таковой к 60 и более циклам испытаний в «воде-среде», т.е. росту примерно в 2 раза. Если бетон подвержен одновременно воздействию статической механической нагрузки, (но не превышающей уровень ~ 50% проектной прочности бетона), и «солевому» размораживанию, процесс деструкции начинает ускоряться, а с ростом периодически прикладываемой нагрузки до 60% и более от проектной он повышается в 3...4 раза в сравнении с испытаниями в «воде-среде». Отмеченные закономерности характерны и для изменений других характеристик бетона, включая его прочность.

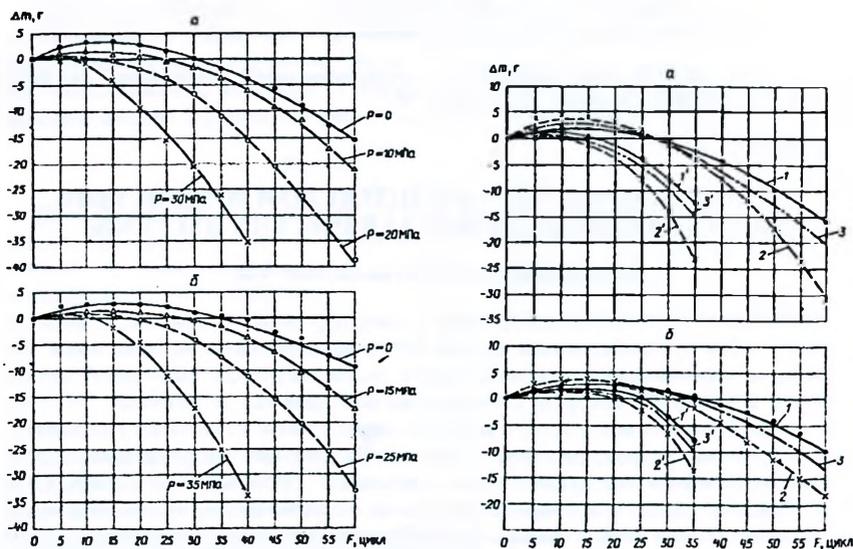


Рисунок 1 – Тенденция изменения массы основных образцов мелкозернистого бетона (а) и бетона со щебнем (б) под воздействием циклического замораживания-оттаивания в «среде-воде»  $t = -(50 \dots 55)^\circ\text{C}$  в зависимости от статической механической нагрузки и условий твердения (графики № 1, 2 и 3 для образцов, твердевших, соответственно, «под пленкой», в воздушно-сухих условиях, пропаренных с дозреванием и испытанных в «среде-воде», со штрихом – испытанных в растворе соли)

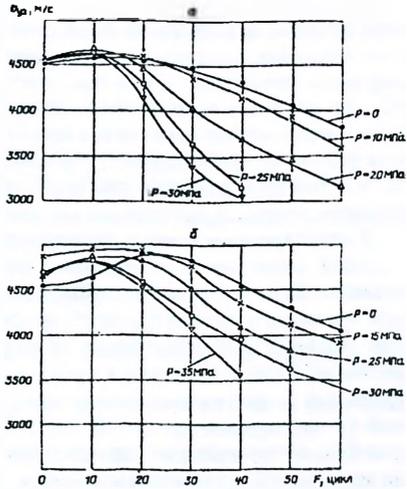
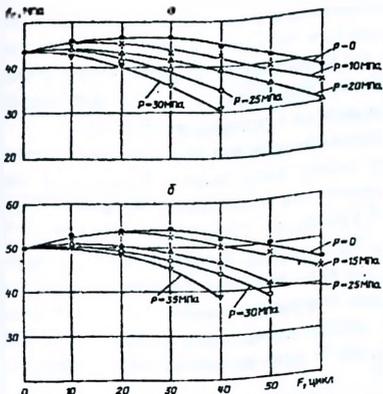


Рисунок 2 – Тенденция изменения прочности и скорости ультразвука контрольных ( $P=0$ ) и основных образцов мелкозернистого бетона (а) и бетона со щебнем (б) под воздействием циклического замораживания-оттаивания в «среде-воде» при  $t = -(50 \dots 55)^\circ\text{C}$  и статической механической нагрузки

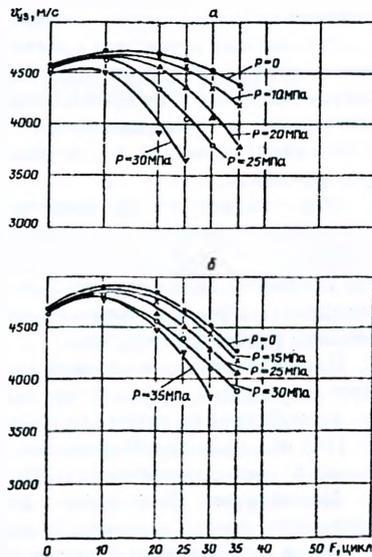
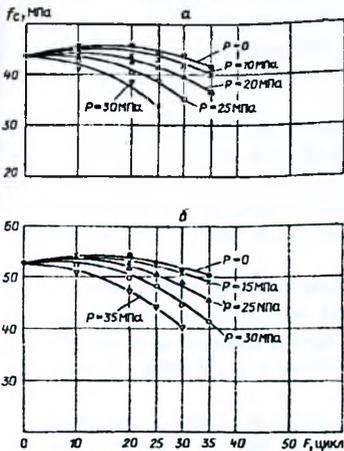


Рисунок 3 – Тенденция изменения прочности и скорости ультразвука контрольных ( $P=0$ ) и основных образцов мелкозернистого бетона (а) и бетона со щебнем (б) под воздействием циклического замораживания-оттаивания в растворе соли при  $t = -(50 \dots 55)^\circ\text{C}$  и статической механической нагрузки

**Прочность бетона.** Анализ данных испытаний бетона на морозостойкость в «среде-воде» и в растворе соли (рис. 2 и 3) свидетельствует, что для контрольных образцов (отсутствует механическая нагрузка) сохраняется общая закономерность некоторого роста прочности бетона на начальном этапе испытаний до 30...35 циклов в воде и до 10...20 циклов в растворе соли. Затем прочность бетона закономерно снижается при более высоком темпе для испытаний в солевом растворе. Если оценить эти изменения по количеству циклов, то получается, что влияние солевого раствора проявляется, примерно, в 2...3-х кратном ускорении процесса деструкции (по началу снижения прочности) бетона.

Сопоставление данных воздействия на бетон эффектов «размораживания» и солевой коррозии в сочетании с механическими нагрузками показывает следующее. Если статическая приложенная нагрузка не превышает 40% от проектной прочности бетона (уровень нижней [10] границы трещинообразования), то при циклических испытаниях на морозостойкость (как в «среде-воде», так и в растворе соли) изменения в прочности бетона практически одинаковы для контрольных и нагружаемых образцов. С ростом нагрузки до 50...60% от проектной (в экспериментах до 20...25 МПа для мелкозернистого и до 25...30 МПа для бетона со щебнем), процесс его деструкции при циклических испытаниях на морозостойкость активизируется.

В случае, когда механические нагрузки достигают уровня 65...75 % от проектной прочности бетона, т.е. соответствующего или превышающего верхнюю [10] границу его трещинообразования (в экспериментах равнялась ~ 30 МПа для мелкозернистого и ~ 35 МПа для бетона со щебнем), процесс деструкции и снижения прочности бетона прогрессирует уже после 10...20 циклов замораживания-оттаивания (при ускоренном развитии процесса в растворе соли).

Это связано с тем, что означенный уровень нагрузки приводит к образованию в объеме бетона «необратимо» раскрытых трещин, не исчезающих после снятия нагрузки. Они пронизаемы для воды и растворенной в ней соли, что (в сочетании с разрушающими факторами циклического замораживания-оттаивания) приводит к ускоренной деструкции бетона и резкому снижению его прочности.

Отметим, что этот процесс отражается и соответствующими закономерными изменениями скорости ультразвука (рис. 2 и 3). В результате, установив факт снижения скорости ультразвука в бетоне периодически контролируемых участков покрытия, можно прогнозировать вероятность снижения качества бетона и определять (прогнозировать) возможность дальнейшей эксплуатации (необходимость ремонта) покрытия.

При испытаниях в солевом растворе подтверждено, что отрицательный эффект от ударных сосредоточенных динамических нагрузок соответствует уровню воздействия на бетон статических нагрузок, превышающих верхнюю границу [10] его трещинообразования, включая снижение в 2...3 раза износоустойчивости (рост истираемости) образцов бетона.

**Заключение.** Выявленные по результатам исследований закономерности позволяют понять причины ускоренной деструкции бетона, подверженного в процессе эксплуатации комплексному воздействию среды, усиленному механическими нагрузками. Обобщение полученных данных дает основание для назначения предельных уровней нагрузок на бетон разнообразных покрытий, а также для установления требований к прочности бетона при их проектировании с учетом условий эксплуатации. Взаимосвязь изменений скорости ультразвука,

отражающих изменения структуры бетона в процессе эксплуатации, создает необходимые предпосылки для разработки методики оперативного контроля (оценки) состояния и прогнозирования долговечности бетона покрытий.

#### Список цитированных источников

1. Горчаков, Г.И., Каткин, М.М., Скрамтаев, Б.Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений – М.: Стройиздат. 1965 – 195 с.
2. Дементьев, Г.К. Условие долговечности бетона и железобетона – Куйбышев: Куйбышевское книгоиздат, 1955 – 120 с.
3. 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.
4. Конопленко, А.И. К вопросу теории морозостойкости бетона: сборник трудов Ростовского инженерно-строит. института – Ростов-на-Дону. 1958 – Вып. XII.
5. Collins A. The destruction of concrete by frost, Institute of Civil Engineers 1944 nov.p.5412
6. Powers T. A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete J Am Coner Inst., 1945, № 4, v. 16.
7. Powers T., Helmuth R. Theory of volume changes in hardened portland – cement paste during freezing / Proceedings Hig way Research Board, 1953, v. 32.
8. Москвин, В.М., Подьяльный, А.М. Морозостойкость бетона в напряженном состоянии. Бетон и железобетон – 1960 – № 2 – С. 58–64
9. Батяновский, Э.И. Влияние многократных механических нагрузок на свойства тяжелого бетона / Э.И. Батяновский, А.И. Бондарович, П.В. Рябчиков // Строительная наука и техника. – 2007. – № 1(10). – С. 12–22
10. Берг, О.Я. Высокопрочный бетон / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, Г.Н. Писанко – М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.

УДК 666.311

## ФОСФОГИПСОВЫЙ КОМПОЗИЦИОННЫЙ МАТЕРИАЛ

Повидайко В.Г.

**Введение.** На предприятиях по производству фосфорных минеральных удобрений в огромных количествах скапливаются фосфогипсовые отходы. На Гомельском химическом заводе скопилось более 14 млн. тонн фосфогипса. На Волховском алюминиевом заводе в накопителе находится более 20 млн. тонн фосфогипса и он занимает 170 га земли. На Череповецком ОАО «Аммофос», крупнейшем в Европе и одном из крупнейших предприятий в мире, ежегодно сбрасывается в шламохранилища около 3,8 млн. тонн фосфогипсовых отходов. Иногда предприятиям не представляется возможным определить точное количество скопившихся фосфогипсовых отходов. В значительных количествах фосфогипсовые отходы имеются на Воскресенском ПО «Минудобрения», на предприятиях Украины в городах Ровно, Сумы и др. На одну тонну экстракционной ортофосфорной кислоты образуется 4...6 тонн фосфогипсовых отходов в зависимости от исходного сырья и технологии получения [1]. Предприятия несут значительные затраты на удаление и складирование отходов, которые включают расходы на транспортировку их в отвалы, устройство экранов, нейтрализацию образующихся при хранении фосфогипса сточных вод и др.

**Проблемы утилизации фосфогипсовых отходов.** Степень переработки фосфогипсовых отходов остается низкой. Обусловлено это экономическими и техническими факторами. Для получения экологически чистого материала

фосфогипсовые отходы необходимо подвергать отмывке и нейтрализации. Процесс отмывки фосфогипса достаточно трудоемкий. Для него требуются репульпаторы, вакуум-фильтры и другое вспомогательное оборудование. Дополнительные технологические операции и оборудование приводят к удорожанию фосфогипсового вторичного сырья по сравнению с природным гипсовым камнем. Кроме того, после отмывки фосфогипса возникает острая проблема очистки используемой воды. На что также требуются дополнительные расходы.

Содержащиеся в фосфогипсовых отходах вредные примеси препятствуют их широкому использованию взамен природного гипсового сырья. Количество примесей в фосфогипсе в значительной степени зависит от исходного фосфатного сырья: апатитового концентрата или фосфорита. В процессе сернокислотного разложения фосфатного сырья примеси частично или полностью переходят в кислоту и попадают соответственно в выделяющийся в процессе экстракции осадок сульфата кальция – фосфогипс. Сульфат кальция, состоящий из мелких и различных по размеру кристаллов, обладает худшей фильтруемостью, а, следовательно, содержит больше свободной влаги и водорастворимой (неотмытой) формы  $P_2O_5$ . Перешедшие в осадок фосфаты полуторных окислов увеличивают содержание в фосфогипсе цитратно-растворимой формы  $P_2O_5$ . Большая часть примесей обнаруживается на поверхности кристаллов гипса и в промежутках между агломерированными кристаллами [1]. К основным примесям, которые содержатся в фосфогипсе, относятся соединения фосфора, фтора и редкоземельные элементы. Несмотря на то, что указанные примеси находятся в небольшом количестве (2...3%), они могут входить в состав кристаллической решетки сульфатов кальция и существенно влияют на свойства фосфогипса.

Исследования кристаллов фосфогипса с помощью электронного просвечивающего микроскопа ЭМВ-100АК показали, что они являются дефектными, разрушение их происходит не по плоскостям спайности.

Во многих странах мира проводились исследования по получению из фосфогипса гипсовых вяжущих  $\alpha$ - и  $\beta$ -модификации и изготовлению из них строительных изделий. Наиболее значительные успехи достигнуты в Японии, не располагающей запасами природного гипсового камня, в которой отходы перерабатываются полностью. Фирмой Nissan предложено использовать полуводный фосфогипс, образующийся в процессе экстракции фосфорной кислоты в полугидратном режиме, непосредственно для производства вяжущих [1]. Патентами Японии защищены два способа переработки фосфогипса-полугидрата. Согласно первому способу  $\alpha$ -полугидрат вводят в поток сухого воздуха и сушат при температуре  $80^\circ C$  и выше, затем быстро охлаждают до температуры  $20...25^\circ C$  и прибавляют к нему гашеную известь, смесь измельчают до удельной поверхности, равной примерно  $3,5$  тыс.  $см^2/г$ . По второму способу  $\alpha$ -полугидрат, являющийся побочным продуктом в производстве фосфорной кислоты по мокрому способу и имеющий адсорбированную воду, сушат, а затем измельчают до удельной поверхности  $2$  тыс.  $см^2/г$ , после чего производят термическую обработку  $\alpha$ -полугидрата при температуре  $90^\circ C$  и выше. Наилучшие результаты достигаются при нагревании воздуха до температуры в пределах от  $110$  до  $170^\circ C$  при длительности обработки от  $5$  до  $30$  мин. Полученное вяжущее применяют для производства гипсовых плит или сухой штукатурки [1].

Немецкая фирма «Salzgitter Industrieban GmbH» разработала технологию изготовления гипсового вяжущего  $\beta$ -модификации, особенностью которой явля-

ется то, что в качестве исходного гипсового сырья могут использоваться как фосфогипсовые отходы в виде дигидрата и полугидрата, так и природный гипс. При использовании в качестве сырья фосфогипса-полугидрата технологический процесс получения  $\beta$ -вяжущего включает следующие операции: отбор из отвалов прогидратированного полугидрата, представляющего собой кусковый продукт, транспортировку сырья в цех по производству вяжущего; предварительное измельчение материала; введение добавок; предварительную сушку; размалывание; выдерживание; обжиг и охлаждение. Другая немецкая фирма «Кнауф» разработала метод получения штукатурного гипса из фосфогипса-полугидрата. Разработанный метод получил название «Кнауф III». Процесс переработки полугидрата по этому методу включает перекристаллизацию его в кусковой продукт путем введения определенных компонентов. Благодаря специальным добавкам устраняется тиксотропия и связываются такие вредные примеси, как фосфаты, фториды и др. После промежуточного складирования окускованного фосфогипса в реакторе-силосе его подвергают обжигу во вращающейся или колосниковой печах и затем измельчают [1]. Основные недостатки приведенных способов переработки фосфогипса связаны со значительными энергозатратами на обжиг и измельчение материалов.

На Воскресенском ПО «Минудобрения» внедрена технология получения из фосфогипса гипсового вяжущего  $\alpha$ -модификации автоклавным способом. В Кедайне по технологии С.М. Стониса изготавливалось из фосфогипса  $\beta$ -вяжущее.

Наиболее распространенны способы получения из фосфогипсовых отходов вяжущих веществ и изделий на их основе, включающие такие трудоемкие и энергоемкие технологические операции, как отмывка, нейтрализация, сушка, обжиг и другие, вследствие чего стоимость этих материалов превышает стоимость их аналогов из природного гипсового сырья.

Производство экстракционной ортофосфорной кислоты может осуществляться как в дигидратном режиме при температуре  $65...80\text{ }^{\circ}\text{C}$ , так и в полугидратном режиме при температуре  $90...110\text{ }^{\circ}\text{C}$ , в результате чего образуются отходы в виде дигидрата  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  или полугидрата сульфата кальция  $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{ H}_2\text{O}$ . Значительно реже на практике применяется ангидритный режим экстракции ортофосфорной кислоты при температуре  $120...140\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Полугидратный режим получения кислоты позволяет сократить продолжительность разложения апатитового концентрата и увеличить производительность вакуум-фильтров. Однако с повышением температуры экстракции увеличивается коррозия и интенсивный износ оборудования, и вследствие нестабильности полугидрата во время фильтрации образуются корки на фильтрационной ткани, происходит забивание трубопроводов и др.

Образующийся в процессе экстракции ортофосфорной кислоты в полугидратном режиме полугидрат сульфата кальция в виде  $\alpha$ -модификации обладает вяжущими свойствами, будучи затворенным водой, или в состоянии естественной влажности, способен схватываться и твердеть, образуя искусственный камень. Однако его свойства существенно отличаются от гипсовых вяжущих, полученных традиционным способом. Он имеет повышенную водопотребность, продолжительные и нестабильные сроки схватывания и низкую прочность получаемого камня. Это не позволяет непосредственно использовать фосфогипс-полугидрат в качестве готового вяжущего материала без дополнительной обработки. Содержащиеся в нем примеси соединений фосфора, фтора, редкоземель-

ных элементов, кремния, магния, железа, алюминия и др. изменяют вяжущие свойства и не позволяют использовать фосфогипс-полугидрат без предварительной нейтрализации.

Проводились исследования по получению непосредственно из фосфогипс-полугидрата стеновых изделий по безобжиговой технологии [3]. Фосфогипс-полугидрат подвергался нейтрализации, затем приготавливалась фосфогипс-известковошлаковая композиция, которая подвергалась механоактивации. Формование изделий осуществлялось вибрационным способом и способом фильтрационного прессования.

Разработана технология получения водостойкого бетона из необоженного фосфогипса и известково-песчаных компонентов при теплогазовой сушке при температуре 80–120 °С [4].

Переработка фосфогипсовых отходов может быть выгодной в тех регионах, где отсутствуют запасы природного гипсового камня. Целесообразно использовать фосфогипсовые отходы Гомельского химического завода, поскольку в Республике Беларусь гипсовый камень не добывается, а завозится из Российской Федерации. Использование фосфогипса непосредственно на Гомельском химзаводе позволит существенно снизить транспортные затраты, связанные с доставкой сырья.

Перспективным направлением утилизации фосфогипсовых отходов является разработка энергосберегающих, малооперационных технологических процессов, в которых частично или полностью исключаются такие трудоемкие и энергоемкие операции, как отмывка, обжиг и помол. Необходимо создание процессов, рассчитанных на переработку загрязненного сырья, учитывающих и использующих специфику попутных продуктов и их отличие от природного гипсового камня, и вместе с тем позволяющих получать качественные и безвредные строительные материалы, отвечающих требованиям санитарно-гигиенических норм и пригодные для использования в жилищном и промышленном строительстве.

**Технология получения фосфогипсового композиционного материала.** В Научно-исследовательской и испытательной лаборатории бетонов и строительных материалов БНТУ проведены исследования по получению композиционного фосфогипсового материала. В качестве основного сырьевого компонента использовался фосфогипс-дигидрат Гомельского химического завода. Фосфогипс был получен в процессе экстракции ортофосфорной кислоты из смеси апатитов Кировского (50%) и Ковдорского (50%) месторождений. Предварительно фосфогипс-дигидрат подвергался нейтрализации с целью получения экологически безопасного материала. Опробованы различные виды нейтрализующих добавок. Наиболее эффективной добавкой является гашеная известь, которая связывает примеси в труднорастворимые соединения и препятствует их выделению в окружающую среду, а также снижает негативное влияние примесей на процессы гидратации и твердения композиционного материала. Затем приготавливалась сырьевая композиция с низким водотвердым отношением 0,3...0,33, которая подвергалась механоактивации в дисковых или цилиндрических истирающих устройствах. В сырьевую смесь вводились добавки; повышающие водостойкость и улучшающие свойства фосфогипсового композиционного материала. В процессе механоактивации происходит разрушение дефектных кристаллических агрегатов фосфогипса, глубокая нейтрализация и равномерное перераспределение компонентов по всему объему. Благодаря введению добавок и

гомогнизации смеси при низком водосодержании повышается водостойкость и прочность твердеющих композиций. Содержание фосфогипса составляет 78...83%. Формование образцов осуществлялось вибрационным способом. Готовый композиционный материал имеет среднюю плотность 1437...1633 кг/м<sup>3</sup>, предел прочности при сжатии – 2,5...4,0 МПа. При изготовлении образцов способом фильтрационного прессования предел прочности при сжатии образцов повысится в 1,5...2 раза. При необходимости в сырьевую смесь может вводиться наполнитель, опилки и др. Для повышения ударной прочности может вводиться волокнистый наполнитель. Особенность разработанной технологии состоит в том, что фосфогипсовый композиционный материал изготавливают исключая энергоемкие процессы обжига или сушки. На основе двуводного фосфогипса проблематично получить высокопрочные изделия, поэтому целесообразно изготавливать фосфогипсовые стеновые камни и блоки марок по прочности 25 и 35 в соответствии с СТБ 1008-95 «Камни бетонные стеновые. Общие технические условия». Для нужд широкого строительства требуются также материалы невысокой марки. Фосфогипсовые стеновые материалы рекомендуется применять для малоэтажного строительства.

**Заключение.** Разработана технология изготовления фосфогипсового композиционного материала, включающего 78...83% фосфогипса и добавки. Сырьевая смесь подвергается нейтрализации и механоактивации. Образцы, изготовленные вибрационным способом, имеют марки по прочности 25 и 35. По разработанной технологии рекомендуется изготавливать фосфогипсовые стеновые материалы (камни, блоки), преимущественно для малоэтажного строительства

#### Список цитированных источников

- 1 Фосфогипс и его использование / В В Ивалицкий, П.В. Классен, А.А. Новиков (и др.) – М.: Химия, 1990. – 224 с
- 2 Ляшкевич, И.М. Эффективные строительные материалы на основе гипса и фосфогипса – Мн.: Выш. шк., 1989. – 160 с
- 3 Повидайко, В.Г. Фосфогипсовые стеновые материалы / В.Г. Повидайко, И.М. Ляшкевич // Архитектура и строительство – 1995 – № 2. – С. 42.
- 4 Волженский, А.В., Карпова, Т.А., Чистов, Ю.Д., Гусарова (Ермакова), Г.А. Известково-пуццолановый микробетон с необожженным фосфогипсом // Семинар ВДНХ СССР – Научные разработки МИСИ им. В.В. Куйбышева для выставки «Достижения ученых высшей школы в научно-исследовательской работе» – М., 1987. – С. 13.

УДК 666.844

## ТЕХНОЛОГИЯ ЭСТРИХ-ГИПСА ДЛЯ СУХИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СМЕСЕЙ

Новик М.В., Мечай А.А.

**Введение.** В настоящее время в области переработки фосфогипса преуспели такие страны, как Япония, Германия, Франция, США. Например, в Японии из фосфогипса производят 25 наименований строительных изделий и материалов – гипсовые ваяющие, штукатурки, строительные смеси, клеи, облицовочную плитку, блоки, перегородки и т. д. В странах СНГ и ряде стран Евросоюза фосфогипс сейчас не перерабатывается и сбрасывается в отвалы. В связи с тем, что

ресурсо- и энергосберегающие технологии являются приоритетным направлением, в том числе и в промышленности строительных материалов, переработка различных отходов промышленности (в том числе и фосфогипса) является весьма актуальной.

Известные технологии переработки фосфогипса на строительные материалы не обеспечивают эффективного решения проблемы его утилизации. Их недостатками является громоздкость, наличие большого числа дополнительных технологических операций, что сказывается на капитальных и энергетических затратах. Промывка фосфогипса от кислых примесей приводит к образованию большого количества промывных вод, нуждающихся в нейтрализации и необходимости последующей утилизации шлама.

В Республике Беларусь исследованиями по переработке фосфогипса на строительные материалы занимались в БНТУ и УП «Минский НИИСМ», но на данный момент эти технологии не освоены.

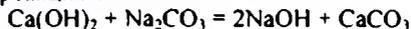
В отвалах Гомельского химического завода содержится более 20 млн. тонн фосфогипса. Имеющиеся объемы отходов позволяют создать крупное производство по выпуску строительных материалов из переработанных отходов предприятия.

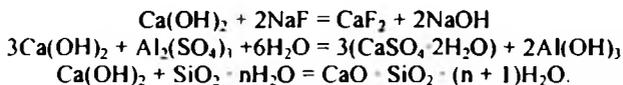
В производстве высокообжиговых гипсовых вяжущих (ВГВ) из техногенного и природного сырья выделяют два направления. Для первого направления получения ВГВ характерен совместный помол обожженного гипса и различных добавок-активаторов, которые при затворении интенсифицируют процесс гидратации нерастворимого ангидрита (доменный шлак, гипсовый камень, каустический доломит, известь и т. д.) Второе направление характеризуется совместным обжигом гипса с другими компонентами (фтор-, кальций-, натрийсодержащие добавки), которые улучшают свойства готового продукта [1–3].

Технология получения вяжущих на основе фосфогипса. На кафедре химической технологии вяжущих материалов БГТУ разработана технология переработки фосфогипса на высокообжиговое гипсовое вяжущее – эстрих-гипс. Технология основана на использовании отвального фосфогипса, рН которого равен 6–6,8 вследствие многолетнего воздействия атмосферных осадков. Фосфогипс обжигается совместно с мелом, который вводится для нейтрализации кислых примесей в процессе приготовления и хранения сырьевой смеси. Образующийся при декарбонизации мела СаО является активатором процесса гидратации нерастворимого ангидрита.

Температура обжига составляла 900–1100°C. Содержание мела в сырьевой смеси изменялось в пределах 0–10%. В качестве добавок-интенсификаторов твердения вяжущего использовались: содовый плав (отход производства капролактама), кремнегель (отход производства фторида алюминия), технический сульфат алюминия, кремнефторид и фторид натрия. Добавки-интенсификаторы вводились в состав вяжущего на стадии помола. Дозировка добавок в составе композиции находилась в пределах от 0 до 5%. Водопотребность вяжущего составляла 22–24%. В качестве контрольного образца использовался обожженный фосфогипс без активаторов твердения.

Образующийся в процессе затворения ВГВ Са(ОН)<sub>2</sub> является активатором процесса гидратации ангидрита, а также взаимодействует с вводимыми добавками по следующим реакциям:





При взаимодействии  $\text{Ca(OH)}_2$  с карбонатом натрия и фторидом натрия образуются нерастворимые соединения, которые способствуют уплотнению твердеющей системы, что приводит к росту прочности и водостойкости. Образующийся  $\text{NaOH}$  увеличивает растворимость ангидрита, что ускоряет процесс его гидратации, способствуя набору прочности в ранние сроки твердения. Гелеобразный гидроксид алюминия, полученный при взаимодействии  $\text{Ca(OH)}_2$  и  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ , в виде пленки покрывает кристаллы продуктов гидратации, повышая их водостойкость, а кристаллы дигидрата сульфата кальция выполняют роль центров кристаллизации, что сокращает сроки схватывания и ускоряет темп набора прочности гипсового камня. Низкоосновные гидросиликаты кальция, являющиеся продуктами взаимодействия  $\text{Ca(OH)}_2$  с аморфным  $\text{SiO}_2$ , формируют прочный водостойкий каркас, что также способствует уплотнению и упрочнению твердеющей системы.

Максимальная дозировка добавок, при которой происходит увеличение прочности и водостойкости, составляет до 2%. Дальнейшее увеличение содержания добавок приводит к снижению прочности вяжущего. Это свидетельствует об избыточном образовании  $\text{NaOH}$  и нерастворимых соединений ( $\text{CaF}_2$ ,  $\text{CaCO}_3$ ), которые по своей природе не являются вяжущими, что приводит к разупрочнению твердеющей системы. Зависимость прочности образцов от времени твердения представлена на рис. 1.



Рисунок 1 – Зависимость прочности образцов с различными добавками-интенсификаторами от времени твердения

Оценка представленных зависимостей показывает, что марочная прочность образцов вяжущего с добавками-активаторами достигается уже в 7-суточном возрасте. Прочность данных образцов превышает прочность контрольных в 2–4 раза и составляет 27–52 МПа. Сроки схватывания полученных вяжущих: начало – 45 мин. – 2 ч., конец – 1–3 ч.

Основные характеристики гипсового вяжущего. Одной из основных характеристик высокообжиговых гипсовых вяжущих является коэффициент водостойкости ( $K_n$ ). Зависимость величины  $K_n$  от состава вяжущего представлена на рис. 2.

Наибольший коэффициент водостойкости имеет образец вяжущего с добавкой кремнегеля ( $K_n = 1,2$ ) благодаря тому, что образующиеся в результате реакции низкоосновные гидросиликаты кальция формируют водостойкую структуру.

Рентгенофазовый анализ продуктов гидратации ВГВ позволил установить значительное увеличение степени гидратации ангидрита в присутствии активаторов твердения, а также образование нерастворимых продуктов взаимодействия  $\text{Ca(OH)}_2$  с активаторами, что способствует формированию плотной водостойкой структуры. Данные РФА подтверждаются дифференциально-

термическим анализом. Дегидратация  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  проходит ступенчато. При температуре 130-160°C удаляется 1,5 моля воды, при этом образуется полугидрат сульфата кальция. Затем при 160-200°C на второй стадии происходит полное обезвоживание полугидрата до растворимого ангидрита с удалением 0,5 моля воды. Потеря массы у образца, содержащего добавку-активатор, в 2 раза выше, чем у контрольного, что свидетельствует о повышенном содержании  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  за счет большей степени гидратации ангидрита. С целью изучения микроструктуры был проведен электронно-микроскопический анализ продуктов гидратации эстрих-гипса (рис. 3-4).

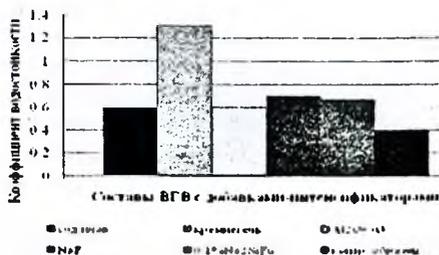


Рисунок 2 - Зависимость коэффициента водостойкости ВГВ от его состава

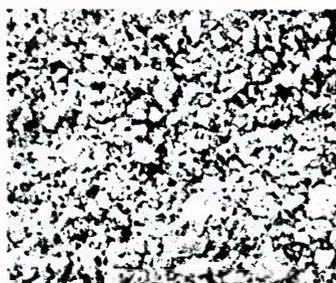


Рисунок 3 - Микроструктура бездобавочного гипсового камня ( $\times 1000$ )

На рисунке 4, соответствующем образцу с активатором твердения видно большое количество волокнистых кристаллов дигидрата сульфата кальция, которые формируют прочный каркас структуры. Кроме того, структура гипсового камня с добавкой является более плотной, что связано с образованием нерастворимых соединений при взаимодействии активаторов с  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  и значительно большей степенью гидратации.



Рисунок 4 - Микроструктура гипсового камня с добавкой фторида натрия ( $\times 1000$ )

**Заключение.** Полученные вяжущие по своим показателям могут быть рекомендованы для сухих строительных смесей (в том числе и для устройства самонивелирующихся полов).

#### Список цитированных источников

1. Выпуск ангидритового вяжущего из фосфогипса / Л.И. Сычева [и др.] // Цемент. - 1993 - № 5-6. - С. 60-62.
2. Высокопрочные ангидритовые вяжущие из различного сырья и отходов промышленности / Т.Г. Габададзе [и др.] // Строительные материалы. - 1985. - № 10. - С. 21.
3. Самонивелирующиеся стяжки под полы на основе ангидритового вяжущего из фосфогипса / Ю.Я. Гранданд [и др.] // Строительные материалы - 1989 - № 12 - С. 17.

**ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫЕ ПЛИТЫ ДЛЯ ОБЛИЦОВКИ ЗДАНИЙ****Красулина Л.В., Потапова И.Л.**

**Введение.** 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 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 цементными плитами. 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 облицовочные изделия. Основными компонентами, из которых изготавливаются декоративные облицовочные плиты, являются вяжущие вещества, кварцевый песок, вода, а также пигменты и добавки, позволяющие улучшить декоративные и физико-механические показатели изделий.

К наружным отделочным материалам предъявляются дополнительные требования по прочности, морозостойкости, цветовой однородности, так как в результате внешних воздействий происходят изменения их физико-механических и декоративных свойств. Важную роль при этом играет влага. В изделиях содержится значительное количество влаги в момент их производства. 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 отрицательных температур. 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. Наилучшие показатели морозостойкости бетона получены при создании в его структуре мелких замкнутых равномерно распределенных воздушных пор при одновременном повышении плотности цементного камня.

Цель работы состояла в разработке составов и технологии производства облицовочных плит из пластичных цементно-песчаных смесей путем их прессования с одновременным удалением избыточной влаги (фильтрационное прессование).

Пути повышения долговечности искусственных каменных материалов. На основании анализа результатов внешних воздействий на облицовочные изделия можно отметить следующие пути повышения их долговечности:

- выбор технологии, способствующей снижению фактического водоцементного отношения и получению плотного бетонного камня;
- получение гладкой поверхности изделия, препятствующей скоплению загрязнений на его поверхности;
- связывание гидроксида кальция, выделяющегося при гидратации клинкерных материалов;
- гидрофобизация изделий, повышающая сопротивляемость к атмосферным воздействиям за счет уменьшения смачивания поверхностей, водопоглощения, воздействия агрессивных веществ, содержащихся в воздухе;

В настоящее время в промышленности строительных материалов чаще всего изделия из мелкозернистого бетона изготавливают из особо жестких смесей методами интенсивного уплотнения 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.

В работе [1] рассмотрено образование прочного водостойкого камня при прессовании (величина прикладываемого давления 50...100 МПа) дисперсных гидросиликатов кальция нестабильной структуры, затворенных водой за счет формирования контактно-конденсационной связи между макрочастицами, без изменения химического состава и агрегатного состояния вещества. По результатам исследований установлен факт интенсификации твердения бетона, отпрессованного под давлением, повышение его плотности, водонепроницаемости, морозостойкости [2].

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.

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, а 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 структу-

ры в твердеющем бетоне. Прессование обеспечивает уменьшение как общего объема пор, так и изменение их качественного состава.

Первые этапы работы по разработке составов состояли в определении соотношения между количеством песка и цемента в предлагаемых композициях мелкозернистого бетона, а также установлении оптимального значения удельного давления прессования.

**Результаты исследований и их обсуждение.** Технология изготовления облицовочных плит из пластичных цементно-песчаных смесей 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 жидкой фазы водоцементное отношение снижается до 0,2...0,3 [4].

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.

Результаты проведенных исследований показали, что предел прочности при сжатии образцов песчаного бетона уменьшается при увеличении количества песка в их составе. Наибольшие значения прочностных характеристик наблюдаются у образцов состава Ц : П = 1 : 1, у образцов состава Ц : П = 1 : 2 предел прочности при сжатии уменьшается приблизительно на 30%, при соотношении Ц : П = 1 : 3 прочностные характеристики уменьшаются в два и более раза по сравнению с прочностными характеристиками образцов состава Ц : П = 1 : 2 (таблица 1). Оптимальное значение давления прессования составляет 10 МПа.

В дальнейших работах по разработке композиционных составов облицовочных плит повышенной прочности и морозостойкости за основу был принят состав песчаного бетона с соотношением Ц : П = 1 : 2. Образцы состава Ц : П = 1 : 3 имеют небольшие значения прочностных характеристик, а состава Ц : П = 1 : 1 требуют большого расхода цемента, удельное давление прессования составляло 10 МПа.

Для повышения прочности и долговечности изделий из мелкозернистого песчаного бетона рекомендуется применять различные добавки.

В качестве добавок-электролитов применялись: жидкое стекло, 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 или хлорного железа незначительно 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 жидкого стекла, нитрата кальция и хлористого кальция.

Таблица 1 - Физико-механические характеристики песчаного бетона в зависимости от содержания песка

№ п/п	Состав	Плотность, кг/м <sup>3</sup>	Водопоглощение, %	Предел прочности при сжатии, МПа					Предел прочности при сжатии, МПа, после 100 циклов Мрз
				1 сут	7 сут	14 сут	28 сут	Водонасыщенные	
Удельное давление прессования 5 МПа									
1	Ц : П = 1 : 1	2330	6,9	6,8	19,9	31,9	39,7	30,0	27,3
2	Ц : П = 1 : 2	2310	7,7	1,1	15,6	26,1	29,6	20,4	18,7
3	Ц : П = 1 : 3	2150	8,1	-	8,3	14,2	13,4	9,1	5,7
Удельное давление прессования 10 МПа									
4	Ц : П = 1 : 1	2350	6,1	13,0	36,0	39,1	41,1	30,4	29,4
5	Ц : П = 1 : 2	2310	7,3	2,0	13,7	25,2	34,4	24,7	23,1
6	Ц : П = 1 : 3	2150	7,6	0,08	5,0	12,0	16,2	11,2	9,2
7	Ц : П = 1 : 1 ГКЖ-94	2360	5,7	10,0	38,6	39,8	40,1	36,5	35,4
8	Ц : П = 1 : 2 ГКЖ-94	2310	6,1	1,3	15,8	24,2	33,7	31,0	29,7
9	Ц : П = 1 : 3 ГКЖ-94	2100	6,9	0,2	9,7	10,8	13,7	13,7	13,5
Удельное давление прессования 20 МПа									
10	Ц : П = 1 : 1	2400	5,9	15,0	31,2	40,2	42,0	32,7	29,8
11	Ц : П = 1 : 2	2370	6,7	2,4	15,3	27,4	36,1	27,0	24,3
12	Ц : П = 1 : 3	2240	7,1	0,42	10,2	12,9	15,1	10,6	7,1

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 коррозийным 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) (таблица 1).

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 прессованных цементно-песчаных образцов (таблица 2).

В результате проведенных исследований установлено, что технология фильтрационного прессования при удельном давлении прессования 10 МПа позволяет получить из мелкозернистого бетона состава Ц : П = 1 : 2 плотные, водостойкие образцы с пределом прочности при сжатии более 30 МПа. Введение в исходную смесь комплексной добавки, состоящей из жидкого стекла или хлористого кальция или азотнокислого кальция и гидрофобизирующей кремнийорганической жидкости 136-41 (ГКЖ-94), позволяет увеличить водостойкость, предел прочности при сжатии после 100 циклов замораживания и оттаивания практически не уменьшается.

Таблица 2 – Физико-механические характеристики песчаного бетона с комплексными добавками

№ п/п	Состав	Плотность, кг/м <sup>3</sup>	Водопоглощение, %	Предел прочности при сжатии, МПа				Водонасыщенные	Предел прочности при сжатии, МПа, после 100 циклов Мрз
				1 сут.	7 сут.	14 сут.	28 сут.		
1	Ц:П = 1:2 СаCl <sub>2</sub> ГКЖ-94	2370	5,7	2,8	22,5	30,2	33,7	32,0	31,7
2	Ц:П = 1:2 Са(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub> ГКЖ-94	2400	5,5	4,5	23,2	32,3	36,8	36,0	35,9
3	Ц:П = 1:2 Жидкое стекло ГКЖ-94	2310	5,1	1,9	20,8	29,4	32,7	30,0	38,1

#### Заключение

1. Фильтрационное прессование бетонной смеси позволяет снизить водоцементное отношение твердеющего бетона до 0,25...0,30 и получать бетон повышенной плотности, морозостойкости и водонепроницаемости, обеспечивает дополнительный прирост прочности за счет формирования более однородной структуры в твердеющем бетоне.
2. С целью повышения долговечности отделочных материалов целесообразно вводить в бетонную смесь гидрофобизирующие добавки. Вклад этих добавок в долговечность бетона обусловлен тем, что они создают условно-замкнутые поры и гидрофобизируют стенки капилляров, затрудняя подсос влаги.
3. Введение в бетоны электролитов интенсифицирует набор прочности, способствует созданию более плотной структуры. Интенсифицирующее действие электролитов на процесс твердения бетонов объясняется их взаимодействием с минералами портландцементного клинкера и продуктами гидратации с образованием труднорастворимых соединений гидрооксисолей и двойных солей гидратов.
4. Комплексные добавки более эффективны, поскольку сочетание индивидуальных добавок различных классов позволяет получить совокупность различных преимуществ и повысить качество получаемого материала.

#### Список цитированных источников

- 1 Рунова, Р.Ф. Конденсации дисперсных веществ нестабильной структуры / Р.Ф. Рунова // Цемент – 1985 – № 12. – С. 15–18.
- 2 Соколов, В.Г. Долговечность прессованных бетонов / В.Г. Соколов // Строительные материалы. – 1994. – № 10 – С. 22–23.
- 3 Дударь, И.Н. Твердение цементного камня под давлением / И.Н. Дударь // Цемент – 1989. – № 7. – С. 10–12.
4. Ратинов, В.Б. Комплексные добавки для бетона / В.Б. Ратинов // Бетон и железобетон. – 1987 – № 9 – С. 9–10.

## МЕТОДИКА ЭКСПРЕСС-АНАЛИЗА ОЦЕНКИ ВЛИЯНИЯ ДОБАВОК НА ПРОЧНОСТЬ ВЯЖУЩЕГО, ИСПОЛЗУЕМОГО ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ АРБОЛИТА

Бозылев В.В., Ягубкин А.П.

**Введение.** В настоящее время проявляется всё больший интерес к известному, но незаслуженно забытому материалу для изготовления широкой номенклатуры строительных изделий – арболиту. Изготовленные изделия из арболита отличаются не только невысокой стоимостью, но и обеспечивают сравнительно высокие темпы строительства, с минимальным использованием грузоподъемной техники, при этом возможно обеспечить низкие теплототери через ограждающие конструкции.

Однако необходимо при производстве изделий из арболита добиться нивелирования вредного влияния древесного заполнителя на процессы набора прочностии цементным вяжущим. Известно, что на прочность арболита отрицательно влияют многие вещества, содержащиеся в древесном заполнителе. К ним относятся в первую очередь гемицеллюлозы, крахмал и экстрактивные вещества [1].

Одним из самых опасных элементов, влияющим на прочность арболита является альдегидная группа сахара, которая при реакции восстановления переходит в спиртовую группу и образует сорбит. Когда количество сорбита в изделиях из арболита превышает 0,5 %, прочность цементного камня резко снижается [2].

Исследованиями Зондермана и Бренделя по оценке влияния органических растительных веществ было установлено, что на цемент весьма вредно действуют некоторые фенольные соединения, и прежде всего это танин. Также исследования показали, что все вредные для цемента вещества древесины состоят из углеводных групп НОСН. Эти группы адсорбируются на частичках минералов цемента –  $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$  и  $\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ , создавая гидрофильные адсорбционные слои, а это задерживает процессы гидратации и гидролиза цемента.

Отрицательно воздействуют на цемент нерастворимые сахараты кальция, которые образуются при взаимодействии водорастворимых сахаров с гидроксидом кальция. Под воздействием  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  некоторые углеводы древесины превращаются в сахариновые кислоты. Эти кислоты в своём строении подобны глюкороновым кислотам, влияние которых на цемент известно давно [2].

В последнее время для нейтрализации цементных ядов пользуются пропиткой (минерализацией) древесных частиц раствором химических соединений перед смешиванием этих частиц с цементом [3]. Для подбора состава и оценки эффективности минерализаторов необходимо определить количество вредных веществ в древесном заполнителе. Существует три метода определения количества содержащихся в древесном заполнителе водорастворимых веществ:

1. Метод определения содержания водорастворимых веществ с использованием концентрированного раствора  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  [2].
2. Метод определения содержания водорастворимых редуцирующих веществ путём восстановления сахарами основной соли двухвалентной меди до её закиси [4].
3. Метод определения водорастворимых веществ в экстракте органического заполнителя по показателю химического потребления кислорода [5].

Все вышеперечисленные методы достаточно трудоёмки и продолжительны, а также не позволяют оценить влияние вводимых добавок в состав арболита для снижения вредного влияния экстрактированных веществ на прочностные характеристики арболита.

Экспресс-анализ для оценки влияния добавок на прочность вяжущего. В УО «Полоцкий государственный университет» проводятся исследования по разработке составов и технологии изготовления изделий из арболита. Разработана методика экспресс-анализа оценки влияния добавок на прочность вяжущего, используемого для изготовления арболита.

Данная методика позволяет отобрать эффективные добавки-модификаторы, обеспечивающие блокирование вредного влияния сахаров, содержащихся в древесном заполнителе, на прочностные характеристики изделий из арболита.

Методика предусматривает получение водного концентрата (ВК) водорастворимых компонентов древесной щепы. ВК получают кипячением с последующим пересчётом содержания сахаров в воде. Известно, что с повышением температуры древесного заполнителя увеличивается выход вредных для цемента веществ [6]. По данным В.И. Шаркова [7], чем выше температура, тем меньше времени требуется для получения максимального количества «цементных ядов». Таким образом, необходимо определить время кипячения через которое количество выделяемых древесиной вредных веществ будет максимальным. Для этого усреднённую пробу древесного заполнителя [4] в количестве 500 г заливают двумя литрами воды и взвешивают вместе с ёмкостью. Ёмкость устанавливают на плитку и кипятят.

После кипячения ёмкость с пробой взвешивают, доливают воды до первоначального веса, перемешивают, затем сливают из ёмкости раствор, дают ему остыть, фильтруют. Из раствора берут пробу 10 гр., выпаривают на электрической плитке и определяют количество экстрактивных веществ. Данные о количестве выделяемых древесиной веществ от времени кипячения представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Определение оптимального времени кипячения

	Время кипячения, мин							
	5	10	15	20	30	40	50	60
Количество веществ после выпаривания 10 г пробы, мг	0	20	35	50	60	100	100	100

Из таблицы 1 видно, что 40 минут является минимальным временем кипячения, при котором выделяется максимальное количество экстрактивных веществ.

Влияние добавок на прочность изделий из арболита оценивают путём её испытания на цементном тесте. Для этого готовят цементное тесто из портландцемента или другого вяжущего, которое будет использоваться для изготовления арболита; воды и полученного водного концентрата.

Для испытания изучаемой добавки изготавливают два замеса.

Для первого замеса (эталонного) берётся цемент – 400 г, хлористый кальций в количестве 2% от массы цемента (8 г), вода – 70 г, водный концентрат – 70 г\*.

Для второго замеса – с исследуемой добавкой берётся цемент – 400 г, добавка влияние, которой необходимо определить, вода в количестве 70 г, водный концентрат – 70 г (*Примечание:* Количество ВК назначается с учётом агрессивности древесного заполнителя, планируемых условий твердения арболита по результатам дополнительных исследований).

Компоненты цементного теста перемешиваются в течение 5 мин., затем добавляется ВК и замес перемешивается ещё 5 мин.

Цементное тесто укладывают в 6-ти гнездовые формы для изготовления образцов-кубов размерами 20×20×20 мм с последующим виброуплотнением. Затем формы переносят в пропарочную камеру или камеру нормально-влажностного твердения. Перед испытанием на прочность производят обмер образцов, при непараллельности граней их шлифуют. По результатам испытания прочности при сжатии отдельных образцов определяют среднюю прочность серии образцов, для чего предварительно отбраковывают аномальные результаты испытаний по ГОСТ 10180-78.

По результатам испытаний делают вывод о влиянии изучаемой добавки на прочность цементного теста по сравнению с эталонным составом.

В качестве примера исследования добавок представлены результаты оценки влияния добавки медного купороса в комплексе с ВК на прочность цемента. Были изготовлены бездобавочные образцы, с добавкой ВК и с комплексами добавок – ВК+CaCl<sub>2</sub> (данная добавка является основным модификатором при изготовлении арболита [4]. Серия образцов с добавкой CuSO<sub>4</sub> варьировалась по количеству ввода добавки от 0,4% до 3,2%. Результаты определения прочности представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Влияние добавок на прочность цемента

	Вид и количество добавки, % от массы цемента						
	–	ВК	ВК+CaCl <sub>2</sub> (2%)	ВК+CuSO <sub>4</sub> (0,4%)	ВК+CuSO <sub>4</sub> (0,8%)	ВК+CuSO <sub>4</sub> (1,6%)	ВК+CuSO <sub>4</sub> (3,2%)
Прочность. МПа	30,51	21,3	29,56	24,26	26,92	25,85	19,41

Из таблицы 2 следует, что введение добавки ВК привело к снижению прочности цементного камня на 30%. При введении добавки CaCl<sub>2</sub> в количестве 2% обеспечивается нивелирование негативного влияния ВК. Исследуемая добавка медного купороса не обеспечивает набор прочности до уровня бездобавочного цементного камня. Максимальная прочность получена при введении 0,8% CuSO<sub>4</sub>, однако при этом снижение прочности по сравнению с бездобавочным составом составило 12%.

**Вывод.** Разработанная методика позволяет проводить экспресс-анализ оценки влияния добавок на прочность вяжущего, используемого для изготовления арболита, а также определять оптимальную дозировку ввода как отдельных, так и комплексных добавок.

#### Список цитированных источников

1. Иссинский, П.А. Влияние нагревания древесины в замкнутом пространстве на изменение её химического состава. Отчет ЦНИЛХИ, 1934.
2. Арболит / Под ред. Г.А. Бужевича. – М.: Изд-во литер. по строительству, 1968 – 244 с.
3. Vavrin T. PiliNovy beton. Stavivo, 1956, No. 2.
4. ГОСТ 19222-84. Арболит и изделия из него. Общие технические условия, Введ 30 12 83. – Москва: Госстрой СССР, 1983 – 21 с.
5. Викулов, В.В., Иванова, А.Ф., Ситников, Г.М. «Новый критерий оценки качества органического заполнителя для производства арболита на цементном вяжущем» // Пути совершенствования производства и применения стройматериалов в сельском стр-ве. тез. докл. всесоюзн. совещ. Красково, 20–21 окт 1982 г. / Госуд. всесоюзн. научно-иссл. ин-т стр. мат-лов и констр. им П.П. Будникова – М., 1982. – С 85–87.
6. Коротаев, Э.И., Симонов, В.И. Производство строительных материалов из древесных отходов / Лесная промышленность. – 1972. – 144 с.
7. Шарков, В.И. Гидролизное производство – М.-Л.: Гослестехиздат. 1945 и 1948 – Части I-II

## ОСОБЕННОСТИ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРОИЗВОДСТВА ЯЧЕИСТОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ

Дзабиева Л.Б.

**Введение.** В настоящее время в РБ проводится работа по созданию технических кодексов установившейся практики (ТКП) и правил изготовления для различных видов продукции строительной индустрии. Это требует анализа и пересмотра существующих нормативно-технологических документов, включая теоретическое обоснование принятых или предлагаемых методик определения технологических параметров производства.

В статье анализируется связь между технологическими особенностями производства автоклавных ячеистобетонных изделий заданных характеристик и физико-химическими процессами гидросиликатного твердения.

1. **Определение общего расхода сырьевых материалов.** Основной задачей технологического проектирования производства ячеистобетонных изделий является подбор его состава, т.е. определение расхода составляющих ячеистобетонной смеси, при котором будет достигнута заданная средняя плотность и связанная с ней прочность ячеистого бетона. Условием успешности такого проектирования является установление расхода сухих компонентов  $P_{\text{сух}}$  на  $1 \text{ м}^3$  ячеистого бетона заданной средней плотности  $\rho_6$ ,  $\text{кг/м}^3$ , и наиболее выгодного для прочностных показателей ячеистого бетона соотношения массы кремнеземистого компонента  $P_{\text{кр}}$  и массы вяжущего  $P_{\text{вяж}}$ :  $C = P_{\text{кр}} / P_{\text{вяж}}$ .

Решение этих технологических задач базируется на теории гидросиликатного твердения автоклавных изделий, согласно которой затвердевание известково-кремнеземистых смесей обуславливается образованием гидросиликатов кальция (ГСК).

Последние формируются при взаимодействии гидроксида кальция с кремнеземом при наличии воды в жидкой фазе, которая сохраняется таковой при температуре автоклавной обработки благодаря использованию в качестве теплоносителя насыщенного водяного пара повышенного давления. Взаимодействие происходит с поверхности кремнеземистого компонента и поэтому идет тем полнее, чем тоньше размолот кремнеземистый компонент. При этом масса вступающих во взаимодействие  $\text{CaO}$  вяжущего и  $\text{SiO}_2$  кремнеземистого компонента увеличивается за счет присоединения химически связанной воды.

Из этого следует, что расход сухих сырьевых материалов на  $1 \text{ м}^3$  ячеистого бетона суммарно должен быть меньше, чем величина  $\rho_6$ , во столько раз, во сколько молярная масса гидросиликатной составляющей превышает молярную массу силиката кальция безводной фазы.

Количественно коэффициент  $K_c$  увеличения массы сухих при гидратационном связывании воды можно рассчитать из соотношения молярных масс гидросиликатов кальция и соответствующих безводных фаз в формулах ГСК различной основности. Так, для ГСК типа CSH ( $\text{CaO} \cdot \text{SiO} \cdot \text{H}_2\text{O}$ ) величина  $K_c$  оказывается равной 1,15; для  $\text{C}_2\text{SH}_2$  – 1,21; для  $\text{C}_2\text{SH}$  – 1,1; для тоберморита  $\text{C}_5\text{S}_6\text{H}_5$  – 1,15.

Таким образом, минимальный коэффициент увеличения массы сухих компонентов за счет гидратационного связывания воды составляет  $K_c = 1,1$ , что и закладывается в расчете состава ячеистого бетона по инструкции [1], а формула

для расчета общего расхода сухих материалов  $P_{\text{сух}} = \rho_0 V / K_c$  для объема  $V = 1 \text{ м}^3$  приобретает вид  $P_{\text{сух}} = \rho_0 / 1,1$ .

При одних и тех же сырьевых материалах в зависимости от параметров и длительности процесса запаривания меняется соотношение в цементирующих новообразованиях низко- и высокоосновных ГСК.

Это сопровождается варьированием коэффициента  $K_c$  в рассчитанных выше пределах с учетом доли каждого типа ГСК, что требует экспериментальной проверки величины  $K_c$  для конкретных производственных условий.

Поскольку априорно принимаемая в технологических расчетах величина  $K_c = 1,1$  является минимальной среди всех типов ГСК, экспериментальное уточнение ее в большую сторону является резервом экономии расхода сырьевых материалов в производстве изделий заданной средней плотности.

**2. Определение состава сырьевой смеси.** Общий расход сухих материалов складывается из массы кремнеземистого компонента и массы вяжущего, соотношение между которыми  $S$  определяющим образом влияет на прочность ячеистого бетона, достигаемую в результате гидросиликатного автоклавного твердения, и также может быть рассчитано из приведенных выше формул ГСК, исходя из величин молярных масс  $\text{SiO}_2$  (60) и  $\text{CaO}$  (56). Наибольшее влияние на прочность ячеистых бетонов оказывают низкоосновные ГСК типа CSH, для которых это отношение составляет 1,07.

Исходные значения  $S$ , приведенные в [1], позволяют гарантированно обеспечить массу кремнеземистого компонента в сырьевой смеси, достаточную для формирования необходимого количества ГСК при автоклавной обработке всех видов вяжущих, используемых в производстве ячеистых бетонов с учетом того обстоятельства, что реакции образования ГСК идут с поверхности частиц кремнеземистого компонента, поэтому требуется значительно больший его расход по сравнению с расчетным.

Если при подготовке формовочной смеси назначается повышенная дисперсность кремнеземистого компонента, то количество образовавшихся ГСК при запаривании ячеистобетонного сырца будет расти и, как следствие, увеличится прочность ячеистого бетона (но понизится сопротивляемость сырца усадочным деформациям).

При назначении исходных величин  $S$  для цементных и известково-цементных вяжущих учитывается, что необходимое для формирования ГСК количество гидроксида кальция, выделяющееся при гидратации алита составляет только 32% от его массы, а, следовательно, еще почти в 2 раза меньшую величину от общей массы клинкера в соответствии с долей алита в его минералогическом составе, поэтому интервал исходных значений  $S$  значительно сужен.

В условиях конкретного производства, для сырьевых материалов известного вещественного и минералогического состава опытным путем выбирается из исходных значений  $S$  соотношение, при котором достигается заданная прочность ячеистого бетона при наиболее выгодном значении отношения  $S = P_{\text{кр}}/P_{\text{в.ж.}}$ .

Что касается технологического проектирования водосодержания ячеистобетонных смесей, то здесь также имеются некоторые особенности.

Например, в технологическом проектировании производства бетонов плотной структуры В/Ц назначается с учетом требуемой формуемости бетонной смеси, и если она достигается, то чем меньше при этом была величина начального В/Ц, тем больше будут показатели средней плотности и прочности получаемого бетона, т.е. зависимость однозначная.

В случае ячеистобетонной смеси величина текучести и связанного с ней водо-твердого отношения (В/Т) принимаются исходя из требуемых реологических показателей формовочной смеси в момент вспучивания, когда малая вязкость смеси способствует ее поризации, и в момент фиксирования полученного пористого строения, когда стабилизации полученной структуры способствует рост вязкости формовочной массы и ее пластической прочности [1, 2, 3].

Часть воды затворения уходит на формирование ГСК, вода, оставшаяся свободной, после испарения участвует в формировании общей пористости ячеистого бетона. Поскольку в этом процессе активно участвует также специально вводимый в состав формовочной массы порообразователь (газо- или пено-), то оказывается, что порообразующие функции обеих составляющих связаны обратной зависимостью. Если заданная текучесть смеси достигается при большем расходе воды, уменьшается вклад порообразователя в достижение заданной средней плотности ячеистого бетона и наоборот, если технологу удается получить нужную текучесть при меньшем расходе воды, как это имеет место, например, при комплексной вибро- или ударной технологии или при введении в состав формовочной массы высокоэффективных пластификаторов, в структурной пористости материала должна быть увеличена составляющая, образованная за счет реакции газообразования или за счет объема введенной пены.

Если принять объем готового ячеистого бетона за единицу, то согласно разработанному НИИЖБ методу абсолютных объемов, он будет состоять из следующих составляющих: объема твердой фазы, объема пор, формирующихся за счет реакции газовыделения порообразователя (или объема введенной пены) и объема пор, формирующихся за счет испарения воды затворения, не вступившей в реакцию образования ГСК и оставшейся свободной, что иллюстрируется следующей зависимостью

$$\rho_0 \cdot (W+V/T)/K_c + P_r = 1,$$

где  $P_r$  – пористость, создаваемая газообразователем;

$W$  – удельный (абсолютный) объем смеси сухих сырьевых материалов, л/кг, определяемый по [1] экспериментальным путем.

На кафедре «Технология бетона и строительные материалы» БНТУ предложена методика расчета величины  $W$  аналитическим путем [4], исходя из значенной истинной плотности применяемых сырьевых материалов – кремнеземистого компонента и вяжущего и их соотношения  $C$ , что позволяет оперативно пересчитывать на ЭВМ составы ячеистого бетона при изменении названных технологических параметров.

**Заключение.** В работе приведены рекомендации по применению изложенных в документах [1, 2] положений технологического проектирования производства автоклавных ячеистобетонных изделий, вытекающие из теории гидросиликатного твердения. В итоге предложена методика аналитического расчета удельного объема составляющих сырьевой смеси, который ранее определялся только экспериментальным путем.

#### Список цитированных источников

- 1 Инструкция по изготовлению изделий из ячеистого бетона СН 277-80. – М : Стройиздат, 1981 – 47 с
- 2 Общесоюзные нормы технологического проектирования предприятий по производству изделий из ячеистого и плотного бетонов автоклавного твердения. ОНТП-9-81. – Таллин, 1985 – 98 с.
- 3 Ахметов, А.Р. Технология и свойства ячеистого бетона. – Алма-Ата: Республиканский издательский кабинет, 1992 – 212 с.
- 4 Дзэбисва, Л.Б. Совершенствование методики расчета состава ячеистого бетона / Л.Б. Дзэбисва, А.Э. Змачинский / Совершенствование методики расчета состава ячеистого бетона // Белорусский строительный рынок – 2008. – № 5. – С. 27–28

## НЕАВТОКЛАВНЫЙ ПЕНОБЕТОН НА СИНТЕТИЧЕСКИХ ПЕНООБРАЗОВАТЕЛЯХ

Марчик Е.В., Кузьменков М.И.

**Введение.** В последние годы пенобетону безавтоклавного твердения уделяется все большее внимание. Это обусловлено, прежде всего, необходимостью снижения энергозатрат при производстве теплоизоляционных материалов, во-вторых, возможностью приготовления пенобетонной смеси непосредственно на строительной площадке.

В настоящее время пенобетон в основном получают на основе портландцемента. Однако в связи с постоянным ростом топливно-энергетических затрат на его производство актуальным является вовлечение менее энергоемких минеральных вяжущих. Таким минеральным вяжущим является магнезиальный цемент, получаемый путем низкотемпературной технологии обжига доломита.

В УО «Белорусский государственный технологический университет» совместно с УП «Научно-исследовательский институт строительных материалов» проводятся исследования, направленные на разработку технологии комплексной переработки доломита на другие виды продукции, одним из которых является малоэнергоемкий каустический доломит, который планируется производить на ОАО «Доломит» путем обжига доломитовой муки в скоростном обжиговом агрегате.

Важным компонентом в производстве пенобетона является пенообразователь, формирующий ячеистую структуру на начальном этапе формирования бетона. Процесс пенообразования крайне сложен из-за совместного влияния многочисленных физико-технических, физико-химических и других факторов. Выбор пенообразователя обуславливает как технологию производства пенобетона, так технические и эксплуатационные характеристики получаемой продукции. До настоящего времени нет универсального подхода к оценке эффективности того или иного пенообразователя [1].

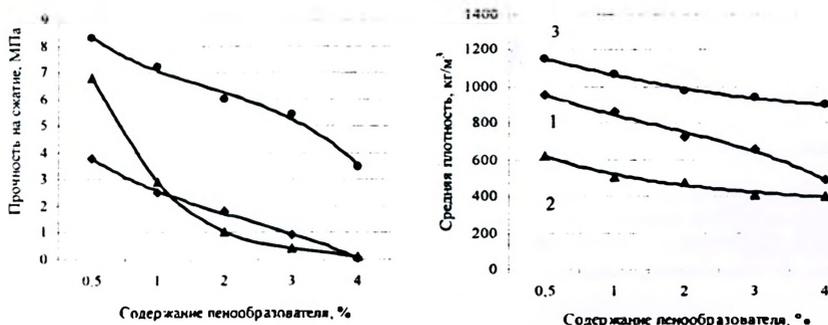
В то же время известно, что на свойства пенобетона влияет ряд факторов: свойства вяжущего, вид пенообразователя, его содержание, количество затворителя, скорость перемешивания пенобетонной смеси, время перемешивания и др.

Поэтому целью настоящей работы являлось изучение влияния синтетических пенообразователей и технологических параметров получения на свойства пенобетона на основе каустического доломита.

**Экспериментальные исследования и анализ результатов.** Для исследований использовался каустический доломит, полученный обжигом доломита месторождения «Руба» при температуре 825°C в течение 30 мин. Для затворения каустического доломита использовали раствор сульфата магния плотностью 1300 кг/м<sup>3</sup>, полученный сернокислотным разложением доломитовой муки. В качестве пенообразователей использовали синтетические «Унипор», «Пеностром», «Пионер». Пенобетон получали путем отдельного приготовления пены и доломитовой суспензии с последующим их смешиванием. Концентрация пенообразователей варьировалась от 0,5 до 4% от массы вяжущего при постоянном жидкот-

вердом отношении (Ж/Т) равном 0,45. Интенсивность перемешивания составляла 850 об/мин, время перемешивания пенобетонной смеси 50 сек.

Из результатов, представленных на рис. 1, видно, что для получения пенобетона плотностью 600 кг/м<sup>3</sup> и ниже требуется введение более 3% пенообразователя «Унипор» и «Пионер», что с экономической точки зрения нецелесообразно. При этом получается пенобетон с достаточно низкими прочностными показателями. Наилучшие результаты получены с использованием пенообразователя «Пеностром» в количестве 0,5–1%.



1 – Пионер, 2 – Пеностром, 3 – Унипор

Рисунок 1 - Зависимость свойств неавтоклавного пенобетона от содержания пенообразователя

Исследование структуры пенобетонов показало (рис. 2), что использование пенообразователя «Пеностром» приводит к образованию равномерно распределенных мелких пор. Пенобетон на основе пенообразователей «Пионер» и «Унипор» характеризуется неоднородностью порового пространства, укрупнением пор, образованием сообщающихся каналов, что приводит к деградации цементной системы и уменьшению прочности конечного продукта.

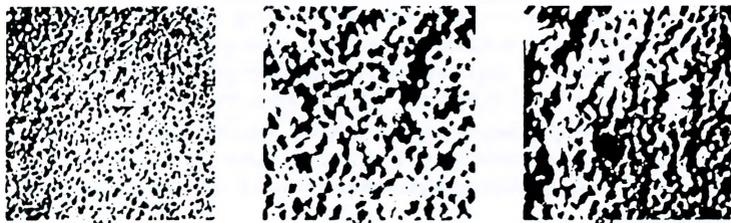
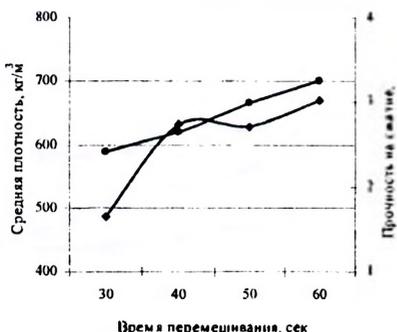


Рисунок 2 – Структура пенобетона с использованием пенообразователей  
а) Пеностром, б) Унипор, в) Пионер

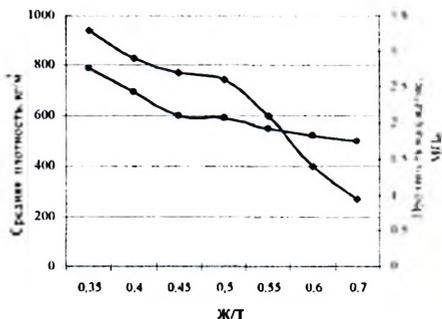
Влияние технологических параметров, таких как интенсивность и время перемешивания пенобетонной массы также оказывает существенное влияние на свойства получаемого ячеистого бетона (рис. 3).

Длительность перемешивания оказывает положительное влияние на характер распределения пор до определенного момента, затем происходит уплотнение структуры и уменьшение пористости бетона. Оптимальным временем перемешивания пенобетонной массы следует считать 40–50 сек.

Кроме того, важным фактором, определяющим свойства ячеистого бетона, является структура межпорового вещества (микроструктура), которая складывается из новообразований, «склеивающих» частицы вяжущего в одно целое, а также капиллярной пористости, пропорциональной количеству затворителя [2]. Поэтому в работе было исследовано влияние жидкотвердого отношения (Ж/Т) на свойства пенобетона (рис. 4).



1 – плотность пенобетона,  
2 – прочность на сжатие  
Рисунок 3 – Влияние времени перемешивания пенобетонной массы на свойства пенобетона



1 – плотность пенобетона,  
2 – прочность на сжатие  
Рисунок 4 – Влияние Ж/Т отношения на свойства пенобетона

Было установлено, что при значениях Ж/Т меньше 0,3 становится невозможным формирование пенобетонной смеси. При отношениях Ж/Т больше 0,6 снижается однородность исходной массы и значительно увеличивается расхождение пенобетона. Оптимальным является отношение Ж/Т равное 0,4-0,5.

**Заключение.** В результате проведенных исследований изучено влияние вида и количества синтетических пенообразователей на свойства неавтоклавно пенобетона на основе каустического доломита, затворяемого раствором сульфата магния; длительности перемешивания пенобетонной массы; отношения затворителя и каустического доломита. Установлено, что из рассмотренных видов синтетических пенообразователей наиболее высокой устойчивостью при контакте с магниезиальным цементом обладает «Пеностром». Получен пенобетон со следующими свойствами: средняя плотность  $590 \text{ кг/м}^3$ , прочность на сжатие 2,74 МПа.

#### Список цитированных источников

- Шахова, Л.Д. Роль пенообразователей в технологии пенобетона / Л.Д. Шахова // Строительные материалы. – 2007. – № 4. – С. 16–19.
- Чудновский, С.М. Показатель степени  $n$  в выражении прочности неавтоклавно пенобетона, его взаимосвязь с водосодержанием пенобетонной смеси и диаметром ячеек пор / С.М. Чудновский, В.С. Гудзий, А.А. Погорелак // Теория и практика производства и применения ячеистого бетона в строительстве: сб. науч. трудов Вып. 3. – Севастополь – 2007. – С. 216–223.

## ПЕНОБЕТОН С ПОРИСТЫМИ ЗАПОЛНИТЕЛЯМИ ДЛЯ МОНОЛИТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКЕ

Галузо Г.С., Мордич М.М., Галузо О.Г., Романов Д.В.

**Введение.** Ячеистые бетоны, разновидностью которых является пенобетон, отвечающие современным требованиям по физико-механическим теплозащитным показателям, широко используются в современном строительстве. Технические и эксплуатационные характеристики изделий из ячеистых бетонов позволили им стать одним из основных стеновых материалов Республики Беларусь. Из этого материала возможно получать однослойные наружные стены с требуемым термическим сопротивлением. Низкая средняя плотность и высокие теплозащитные свойства ячеистого бетона позволяют снизить массу стен в 3 раза по сравнению со стенами из кирпича и в 1,7 раза в сопоставлении с легкими бетонами на искусственных пористых заполнителях [1].

В последние годы в строительной практике возрастает интерес к пенобетону безавтоклавного твердения, объемы производства и применения которого увеличиваются. Это объясняется появлением новых эффективных пенообразователей, относительно несложной энергосберегающей технологией, исключающей автоклавную обработку изделий, достаточно хорошими физико-техническими свойствами материала, а также разработкой и производством оборудования для изготовления пенобетона [2]. Мобильные установки позволяют достаточно быстро получать пенобетон как в заводских условиях для изготовления стеновых блоков, теплоизоляционных и перегородочных плит, так и в построечных условиях использовать пенобетон в монолитном строительстве при устройстве оснований под полы, звукоизоляции перекрытий, утепления кровель по профнастилу [3].

Технология получения пенобетона с пористыми заполнителями и его физико-механические свойства. Технология производства пенобетона является энергосберегающей и существенно отличается от технологии производства ячеистых бетонов автоклавного твердения. Она достаточно проста и не требует дорогостоящего технологического оборудования [4]. Физико-технические характеристики пенобетона зависят от сырьевых компонентов и оптимального отношения между ними, наличия в ячеистобетонной смеси волокнистых добавок, комплексного использования пластифицирующих и ускоряющих твердение добавок, оптимизации технологических параметров приготовления ячеистобетонных смесей и температурных режимов твердения бетона [5]. Однако пенобетон имеет и значительные недостатки, такие как большие усадочные деформации при твердении и высыхании, а также достаточно большой расход цемента. Для улучшения физико-механических свойств пенобетона и уменьшения усадочных деформаций в пенобетонную смесь вводят щелочестойкие полипропиленовые, базальтовые и другие виды волокна [6]. Применение синтетических щелочестойких волокон лавсана или нитрона в качестве армирующего материала (фибры) позволило уменьшить усадочные деформации в 1,5–2,3 раза по сравнению с контрольными образцами [7]. Существенное уменьшение усадочных деформаций, снижение расхода цемента и улучшение теплофизических свойств пенобетона достигается за счет введения в пенобетонную смесь легких пористых заполнителей [8]. Это позволяет повысить прочность и деформативные характеристики, снизить расход вяжущего, повысить морозостойкость, уменьшить водопоглощение и усадочные деформации, уменьшить В/Т в смеси [9].

В научно-исследовательской и испытательной лаборатории «Бетоны и строительные материалы» Белорусского национального технического университета проводится работа по разработке технологий получения эффективных конструкционно-теплоизоляционных пенобетонов с использованием легкого пористого заполнителя – керамзита, выпускаемого Новолукомльским заводом керамзитового гравия. Такой бетон предполагается использовать в монолитном строительстве в несъемной опалубке из керамзитцементных плоских листов [10]. Проводится такая работа по технологии изготовления и исследованию физико-технических свойств особо легкого теплоизоляционного полистиролфибропенобетона для монолитного заполнения несъемной опалубки или плитного утеплителя для малоэтажного строительства домов с каркасом из древесины.

В исследованиях использовали портландцемент марки 500 Д20 производства завода «Кричевцементношифер» с нормальной густотой 26%, сроками схватывания – начало 45 мин, конец 10 часов; пенообразователь ПБ 2000 (производство «Ивхимпром» г. Иваново); 4-% водный раствор, обеспечивающий кратность пены 10–14 при температуре пенообразователя 10–15°C и водородном показателе рН – 7–10, коэффициент использования – 0,85 (устойчивость к цементному тесту); пластификатор С-3 производства Владимирского завода ЖБИ, РФ; керамзитовый гравий размером 8-20 мм насыпной плотностью 380 кг/м<sup>3</sup> и керамзитовый песок насыпной плотностью 580 кг/м<sup>3</sup> Новолукомльского завода керамзитового гравия. Для получения особо легкого теплоизоляционного материала на основе пенобетона использовали в качестве фибры волокна синтетические, армирующие – короткие неиспользуемые отходы после острига искусственного меха (КНОПС), состоящие из волокон нитрона и лавсана. Для получения особо легкого пенобетона с пористым заполнителем использовали гранулы дробленого пенополистирольного пенопласта фракции 5...10 мм, насыпной плотностью 12 кг/м<sup>3</sup>

Изготовление образцов из пенобетона с пористыми заполнителями – керамзитом и фиброй проводили с использованием основных положений технологии получения пенобетона в две стадии. Отдельно готовили раствор минерального вяжущего с водоцементным отношением 0,3 и готовили пену в пеногенераторе. Смешивали цементный раствор с пеной и перемешивали в мешалке до однородного состояния. Затем в пенобетонную смесь вводили предварительно увлажненный заполнитель, перемешивая бетонную смесь в течение 1 мин, после чего заполняли формы. Через 3 ч выдержки образцы помещали в камеру для тепловлажностной обработки. Тепловую обработку проводили по режиму: 3 часа – подъем температуры до 65°C для керамзитобетона и 50°C – для полистиролпенофибробетона, прогрев при этой температуре 8 часов, снижение – в течение 3 часов. До испытания в возрасте 14 суток образцы хранили в нормальных температурно-влажностных условиях.

Испытания по определению средней плотности, прочности на сжатие, водопоглощение и водостойкость проводили на образцах-кубах с ребром 100 мм. Прочность при изгибе определяли на образцах-балочках размерами 40×40×160 мм, прочность на сжатие полистиролпенофибробетона определяли при 10% деформации согласно [11], а прочность пенобетона и керамзитопенобетона согласно [12].

В табл. 1 приведены экспериментальные данные по средней плотности, прочности при сжатии, водопоглощению испытанного керамзитопенобетона, полистиролпенофибробетона и для сравнения пенобетона и фибропенобетона.

Таблица 1 — Физико-технические свойства пенобетона с пористыми заполнителями

Вид бетона	Расход материалов на 1 м <sup>3</sup> бетона			Средняя плотность, кг/м <sup>3</sup>	Прочность при сжатии, МПа	Водопоглощение	
	це-мента	керамзитового гравия	керамзитового песка			по массе	по объему
1	2	3	4	5	6	7	8
Пенобетон	225	-	-	250	0,07	116	29,2
То же	360	-	-	430	1,91	39	16,7
Фибробетон	187	-	-	205	0,08	203	40,6
То же	334	-	-	400	1,43	62	24,8
Керамзитопенобетон	108	0,95	-	425	1,45	28,3	12,1
То же	438	-	0,5	895	3,92	19,2	17,1
То же	408	-	0,6	926	5,13	20,1	18,5
То же	379	-	0,7	986	7,01	22,9	22,5
Полистиролпено-фибробетон	120	-	-	146	0,11	136,5	19,1
То же	136	-	-	171	0,13	133,9	21,5

Из анализа полученных данных следует, что при введении в пенобетонную смесь керамзитового гравия фракции 8...20 мм в объеме 0,95 м<sup>3</sup> предел прочности при сжатии керамзитопенобетона увеличилась на 19,8% при снижении расхода цемента на 1 м<sup>3</sup> бетона в 3,3 раза при сопоставимых показателях по средней плотности. Водопоглощение за 48 часов насыщения керамзитопенобетона меньше на 27,1% по массе, чем для пенобетона сопоставимой средней плотности. При изготовлении керамзитопенобетона, в котором в качестве заполнителя использовали только керамзитовый песок, средняя прочность и прочность при сжатии соответственно возросли. Возрос расход цемента, а также керамзитового песка. При изменении средней плотности на 10,2% прочность на сжатие керамзитопенобетона возросла в 1,78 раза.

При увеличении расхода керамзитового песка с 0,5 до 0,7 м<sup>3</sup> на 1 м<sup>3</sup> бетона получена достаточно высокая прочность на сжатие, снижение расхода цемента с увеличением расхода керамзитового песка и повышение прочности до 7 МПа. Аналогичные данные о том, что с увеличением относительно прочных заполнителей в пенобетонную смесь увеличивается прочность полученного бетона и тем в большей степени, чем больше расход пористого заполнителя, приведены [9].

Характерно изменение прочности при сжатии и водопоглощения по объему для пенобетона средней плотности 250-430 кг/м<sup>3</sup> и фибропенобетона средней плотности 205-400 кг/м<sup>3</sup>. При увеличении средней плотности для пенобетона и фибропенобетона соответственно 1,72 и 1,95 раза прочность на сжатие возросла — в 17,3 и 17,8 раза, а водопоглощение по объему уменьшилось в 1,74 и 1,63 раза. Для пенобетона и фибропенобетона увеличение расхода цемента для сопоставляемых средних плотностей составляет соответственно 60 и 78%.

При введении в пенобетонную смесь зерен фракции 5...10 мм полистирольного пенопласта, полученных путем дробления отходов пенополистирольных изделий, и армирующих волокон (фибры) получили нерасплаиваемую полистиролфибробетонную смесь. Полистиролфибробетон имеет равномерную структуру средней плотностью 146-171 кг/м<sup>3</sup>, прочностью на сжатие 0,10-0,15 МПа, что превышает по прочности на изгиб в среднем в 2,3 раза для полистиролбетона сопоставимой средней плотности. Коэффициент теплопроводности такого эффективного теплоизоляционного материала соответствует

0,055 Вт/(м °С). Расход цемента на 1 м<sup>3</sup> полистиролфибропенобетона марки по средней плотности 150 незначительный. Водопоглощение по объему за 48 часов – 19,1–21,5 %, что свидетельствует о наличии большого количества закрытых пор в материале. После 7 сутокного насыщения в воде водопоглощение полистиролфибропенобетона достигло 22,3%. Но через 48 часов после нахождения на воздухе при температуре окружающей среды (20±5)°С и относительной влажности воздуха (55±5)% остаточное количество воды в материале составило 2,35% по объему, что свидетельствует о хорошей влагоотдаче этого материала. Особо легкий полистиролфибропенобетон рационально использовать для устройства монолитной теплоизоляции по профнастилу, который играет роль несъемной опалубки, а также в малоэтажном строительстве в несъемной опалубке из плоских керамзитцементных листов.

**Заключение.** Проведенные исследования показали возможность получения особо легкого полистиролфибропенобетона при незначительном расходе цемента, обладающего высокой прочностью при изгибе и низкой теплопроводностью, что позволяет считать его эффективным теплоизоляционным материалом.

Использования керамзитового гравия и керамзитового песка в качестве легкого заполнителя при изготовлении керамзитопенобетона позволяют снизить расход вяжущего и уменьшить водопоглощение и усадочные деформации бетона, снизить начальную влажность в материале с доведением ее до 25%, против 60...70% при возведении ограждающих конструкций из монолитного пенобетона, что обеспечивает эффективность и целесообразность применения керамзитопенобетона в монолитном строительстве в несъемной опалубке.

#### Список цитируемых источников

1. Производство ячеистобетонных изделий. Теория и практика / Н.Г. Сажнев [и др.] – Минск: НПО «Стринко», 2004 – 381 с.
2. Рублевская, М.Г. Эффективный пенобетон и новое оборудование для его производства / М.Г. Рублевская. – Минск: Строительные материалы. 2001. – № 6. – С. 20–21
3. Бурангулов, Р.И. Технология получения и применения особо легких и легких полистиролпенобетонных / Р.И. Бурангулов, Т.В. Тэнсбауль, Д.М. Хабиров – Минск: Строительные материалы, 2003. – № 12 – С. 16–17.
4. Ухова, Т.А. Опыт производства и применения неавтоклавно поробетона / Т.А. Ухова // Промышленное и гражданское строительство – 2005 – № 9 – С. 29–30.
5. Ухова, Т.А. Новое поколение ячеистых бетонов и изделий из них / Т.А. Ухова // Строительный рынок – 2006 – № 21, 22 – С. 20–23.
6. Повидайко, В.Г. Неавтоклавный пенобетон. Повышение морозостойкости и стеновые блоки на его основе / В.Г. Повидайко, Г.С. Галузо // Наука-образованию, производству, экономике: материалы междунар науч. – технич. конф. – Минск, 2006 – Ч. 1. – С. 433–435.
7. Мордич, М.М. Совершенствование технологии производства фибробетона / М.М. Мордич, Г.С. Галузо // Наука-образованию, производству, экономике: материалы междунар науч.-технич. конф. – Минск: БНТУ, 2008 – Т. 2. – С. 59.
8. Баранов, А.Т. Пенобетон и пеносиликат / А.Т. Баранов. – М.: Стройиздат, 1956
9. Киселев, Д.П. Поризованные легкие бетоны / Д.П. Киселев, А.А. Кудрявцев – М.: Стройиздат, 1966. – 81 с
10. Лычач, И. Новые материалы и технологии для строительства зданий из легких энергоэффективных конструкций / И. Лычач, М.М. Мордич // Архитектура и строительство – 2009 – № 3 – С. 49–52.
11. Материалы и изделия строительные теплоизоляционные. Методы испытаний: ГОСТ 17177-94 – Введ. 01.01.1996 – Минск. Межгосударственная научно-техническая комиссия по стандартизации и техническому нормированию в строительстве, 1996. – 62 с.
12. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-90 – Введ. 01.01.1991. – Москва Государственный строительный комитет СССР, 1991. – 45 с

## К ВОПРОСУ ПОВЫШЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ ВСПУЧИВАНИЯ СЫРЬЕВОЙ СМЕСИ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ ИЗДЕЛИЙ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА

Бозылев В.В., Рядчиков Е. В.

**Введение.** В структуре выпускаемых стеновых материалов производство блоков из ячеистого бетона занимает ведущее место в промышленности строительных материалов Республики Беларусь.

Автоклавный ячеистый бетон – один из немногих материалов, который применяют для устройства однослойных наружных стен, сопротивление теплопередаче которых удовлетворяет требованиям строительных норм. В строящихся зданиях каркасного типа толщина наружных стен из ячеистых блоков составляет не менее 400 мм. При толщине стены 400 мм, плотности ячеистого бетона  $500 \text{ кг/м}^3$  и влажности в кладке наружных стен на тонкослойном (клеевом) растворе в 5% расчетное значение сопротивления теплопередаче конструкции составляет  $R_0=2,8 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{C/Вт}$ , а при плотности  $400 \text{ кг/м}^3$  –  $R_0=3,4 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{C/Вт}$ .

В настоящее время нормативное значение сопротивления теплопередаче стен из штучных материалов согласно СНБ 2.04.01-97 составляет  $R_r=2,0 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{C/Вт}$  [1].

Однако на данный момент стоит вопрос о переходе на новые нормативные показатели значения сопротивления теплопередачи стен, которые превышают значение 3. Следовательно, необходимо переходить на выпуск блоков из ячеистого бетона с плотностью  $400 \text{ кг/м}^3$ , но при этой плотности не обеспечивается требуемый уровень прочности.

В данной работе предлагается один из вариантов, обеспечивающий возможность повышения прочности при переходе на выпуск газосиликатных блоков с плотностью  $400 \text{ кг/м}^3$ .

Одна из важных задач при производстве ячеистобетонных блоков – это обеспечение высокой прочности. Известно, что при уменьшении водотвердого отношения бетонной смеси прочность изделий повышается.

Для решения задачи повышения прочности на заводах Республики Беларусь применяется ударная технология, разработанная в Рижском политехническом институте в начале 1980-х годов [2].

Значительное снижение вязкости смеси за счёт ударных воздействий позволяет использовать высоковязкие ячеистобетонные смеси с пониженным водотвёрдым отношением (В/Т), что способствует росту физико-технических характеристик материала. Для ячеистобетонных смесей на смешанном вяжущем и кварцевом песке В/Т может быть понижено до 0,37...0,38 по сравнению с 0,50...0,65 при применении литьевой технологии.

За рубежом в производстве ячеистого бетона также наблюдается тенденция по снижению количества воды затворения смеси (уменьшение В/Т) за счет применения динамических воздействий во время вспучивания ячеистобетонной смеси, что в конечном итоге обеспечивает после автоклавной обработки снижение влажности бетона, уменьшение количества форм и постов созревания массива.

На основании результатов экспериментальных исследований, опыта промышленного производства в Республике Беларусь установлено, что ударная технология по сравнению с литьевой позволяет:

- уменьшить расход сырьевых материалов: цемента - на 20...30 %, извести - на 10...15 %, газообразователя - на 5...10 %;
- уменьшить более чем в два раза количество литевых форм;
- уменьшить более чем в два раза количество постов созревания, а следовательно, и размеров камер созревания, габаритов здания цеха;
- уменьшить энергозатраты на 10...20 % при помоле кремнеземистого компонента и автоклавной обработке благодаря применению материалов с более низкой тонкостью помола и смеси с пониженным содержанием воды;
- повысить на 25...40 % прочностные показатели при аналогичных сырьевых материалах;
- исключить применение гипса;
- использовать исходные сырьевые материалы с более низкими качественными показателями;
- снизить отпускную влажность бетона до 25 % [3].

Недостатком ударной технологии является то, что применение ударных площадок приводит к уплотнению нижних слоев массива, вызванное ударами, и, соответственно, ведет к появлению неоднородности вспучиваемого массива по объемной массе и прочности. К тому же механические воздействия резко сокращают срок службы форм.

Способ и установка для формирования ячеистобетонного массива. В УО «Полоцкий государственный университет» разработан и запатентован способ и установка для формирования ячеистобетонного массива, обеспечивающая снижение негативного влияния динамических воздействий на оснастку с одновременным улучшением качественных показателей бетона [4].

Суть установки заключается в осуществлении ударных воздействий на сырьевую смесь, направленных вверх, что обеспечивает равномерность вспучивания и повышает однородность изготавливаемых стеновых изделий по прочности и объемной массе.

Установка содержит опорную раму, установленную с возможностью вертикального перемещения, вращающиеся ролики, контактирующие с кулачками, упоры-ограничители перемещения опорной рамы. При этом установка содержит регулируемые упругие элементы, расположенные под опорной рамой соосно вращающимся роликам в вертикальной плоскости, причем вращающиеся ролики с кулачками и упоры-ограничители установлены сверху опорной рамы.

Форму со смесью помещают на опорную раму. Регуляторами величины сжатия пружин устанавливают заданные значения силы сжатия. Осуществляют вращение кулачков, которые контактируют с роликами, вследствие чего опорная рама смещается вниз, сжимая пружины. В момент выхода кулачка из зацепления с роликом, опорная рама перемещается вверх и ударяется об упоры-ограничители. За счет освобождения сжатых пружин при ударе опорной рамы, смесь подвергается ударным воздействиям, направленным вверх. Величина вертикального перемещения опорной рамы регулируется с помощью упоров-ограничителей, имеющих регуляторы величины амплитуды.

Сопоставительные исследования и анализ результатов. Для оценки эффективности новой технологии выполнены сопоставительные исследования процесса вспучивания сырьевой смеси по литевой технологии, ударной при ударах, направленных вниз, и новой технологии при ударах, направленных вверх.

Моделирование процесса вспучивания проводилось с использованием сырьевой смеси из цемента и воды. В качестве газообразователя в исследованиях использовался пергидроль.

На 1-м этапе определялось оптимальное количество добавки перекиси водорода, которое оценивалось по величине максимального эффекта вспучивания. Эксперименты выполнялись в лабораторных условиях при температуре сырьевой смеси 53-55 °С. Опыты проводились по литьевой технологии с высотой заливки смеси в форме 5 см.

Результаты выполненных экспериментов представлены в таблице 1. По данным таблицы 1 построен график влияния содержания пергидроля на эффективность вспучивания (рис. 1).

Таблица 1 – Влияние содержания пергидроля на вспучивание

№ п/п	Состав			Высота вспучивания, см
	Цемент, г	Вода, мл	Пергидроль 33%, % от сух. в-ва (мл)	
1	600	240	1 (18)	6
2	600	240	2 (36)	7,5
3	600	240	2,22 (40)	8,5
4	600	240	2,5 (45)	9
5	600	240	3 (54)	5

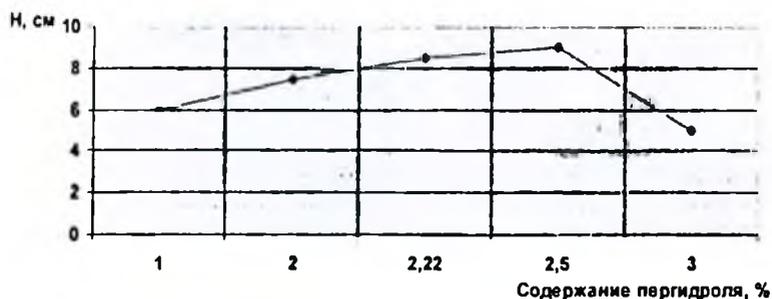


Рисунок 1 – Влияние содержания пергидроля на эффективность вспучивания

При увеличении содержания пергидроля высота вспучивания увеличивается. При введении 3%  $H_2O_2$  высота максимальная, но из-за неспособности смеси удержать газ, который в итоге выходит через поверхность, смесь оседает. Оптимальным для дальнейших исследований выбирается содержание пергидроля в интервале от 2 до 2,5%, равное 2,22%.

На 2-м этапе оценивалось влияние частоты ударов на эффективность вспучивания при ударах, направленных вниз, и ударах, направленных вверх. В экспериментах использовалась сырьевая смесь, содержащая 600 г цемента, 200 мл воды, 2,22% пергидроля. Опыты проводились при температуре сырьевой смеси 63-65°С с высотой заливки смеси 5 см.

Результаты выполненных экспериментов представлены в таблице 2. По данным таблицы 2 построены графики влияния частоты ударов на эффективность вспучивания (рис. 2).

Полученные данные свидетельствуют о том, что при применении традиционной ударной технологии с направлением воздействий вниз увеличение частоты ударов снижает эффективность вспучивания смеси. На новое решение не влияет частота ударов, т. е. новое решение не чувствительно к изменению частоты воздействий.

Таблица 2 – Влияние частоты и продолжительности ударов на эффективность вспучивания

№ п/п	Режим	Частота, уд./мин	Высота вспучивания, см
1	ударная вниз, $\Lambda=1$ см	6	7,5
2		8	7,5
3		10	7
4	ударная вверх, $\Lambda=1$ см	8	8
5		10	8
6		12	8

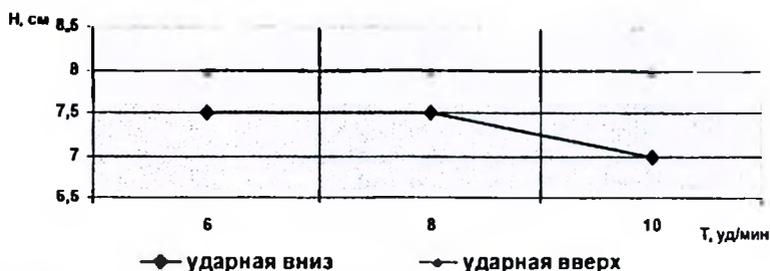


Рисунок 2 – Влияние частоты ударов на эффективность вспучивания при продолжительности воздействий

На 3-м этапе оценивалось влияние показателя В/Ц на эффективность вспучивания при различных способах формирования. Состав сырьевой смеси и условия формирования аналогичны опытам 2-го этапа.

Результаты выполненных экспериментов отображены в таблице 3. По данным таблицы 3 построена гистограмма влияния режимов формирования при различном водоцементном отношении (рис. 3).

Таблица 3 – Влияние показателя В/Ц на эффективность вспучивания

№ п/п	В/Ц	Режим	Высота вспучивания, см	Эффективность вспучивания, %
1	0,41	литьевая	6,5	36
2	0,38		6,8	20
3	0,34	ударная вниз, $\Lambda=1$ см, 8 уд/мин	6	20
4	0,38		6,5	30
5	0,34	ударная вверх, $\Lambda=1$ см, 8 уд/мин	7	40
6	0,38		7,3	46

При литьевом формировании и  $В/Ц=0,41$  получена величина эффективности вспучивания 36 %. При уменьшении значения В/Ц литьевой метод не обеспечивает достижение эффективности вспучивания, полученной при значении  $В/Ц=0,41$ . Ударная технология при ударах вниз и значении  $В/Ц = 0,38$  практически достигает эффективности вспучивания, полученной по литьевой технологии при значении  $В/Ц=0,41$ . Ударная технология при ударах вверх на 10 % превышает значение эффективности вспучивания литьевой технологии при  $В/Ц=0,41$  и на 16 % превышает эффективность ударной технологии при ударах вниз.

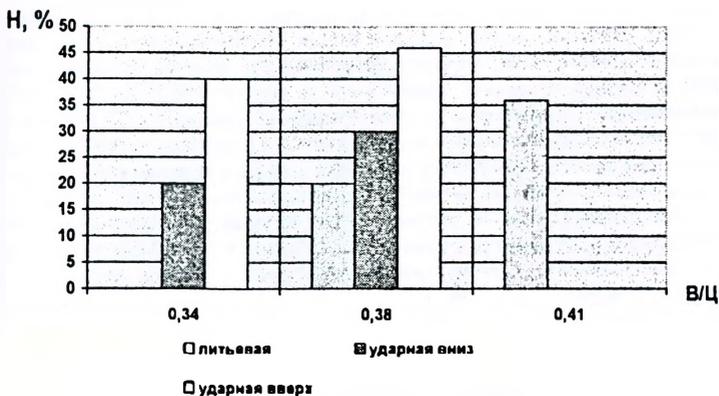


Рисунок 3 – Влияние показателя В/Ц на эффективность вспучивания

Полученные результаты обеспечивают возможность дальнейшего понижения значения В/Ц до величины 0,34 для способа с ударами вверх, при котором эффективность вспучивания даже превышает эталонное значение.

**Заключение.** Выполненные исследования подтвердили достижение заявленной цели – обеспечение равномерности вспучивания ячеистобетонной смеси. В результате доказана эффективность разработанного способа и возможность снижения значений В/Ц в сравнении с ударной технологией с ударами, направленными вниз. Следовательно, внедрение новой технологии обеспечивает дополнительный эффект повышения эффективности вспучивания ячеистых бетонов и является резервом увеличения прочности при переходе на выпуск стеновых блоков плотностью 400 кг/м<sup>3</sup>.

#### Список цитированных источников

- 1 Голубева, Т.Г., Сажнев, Н.П., Галкин, С.Л., Сажнев, Н.Н. Опыт производства и применения ячеистобетонных изделий автоклавного твердения в Республике Беларусь. [Электронный ресурс], режим доступа: [www.ais.by](http://www.ais.by), дата доступа 10.02.09.
- 2 А с 802026 (СССР). Способ изготовления изделий из ячеистобетонных смесей / Риж. политехн. ин-т; авт. изобрет. Э.А. Курносое – Опубл. БИ 07 02 1981. – № 5.
- 3 Сажнев, Н.П., Сажнев, Н.Н. Техничко-экономические показатели ячеистого бетона, изготовленного по литевой технологии [Электронный ресурс], режим доступа: [www.ais.by](http://www.ais.by), дата доступа 10.10.08.
4. Установка для вспучивания ячеистобетонных смесей: решение о выдаче патента, МПК 2006) В 25В 1/50 / В.В. Бозылев, Е.В. Рядчиков, Д.Н. Шабанов, заявитель Полоц. гос. ун-т. – № 020080861, заявл. 20.11.08

УДК 691.5.535

### МИНЕРАЛЬНАЯ ДОБАВКА ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСТВОРОВ НА ОСНОВЕ ВТОРИЧНОГО ПРОДУКТА ПРОИЗВОДСТВА

Бакатович А.А., Вишнякова Ю.В.

**Введение.** В последнее время в Беларуси значительно увеличились объемы использования побочных продуктов и отходов промышленности в производстве строительных материалов, и этот путь является перспективным и актуальным, так как позволяет решать острые технико-экономические вопросы.

Внимание многих исследователей привлекают твердые и пастообразные отходы в виде шламов, образующихся после обезвреживания заводских стоков предприятий химической, машиностроительной, энергетической, микробиологической, фармацевтической, стекольной и других отраслей промышленности [1]. Значительные территории вблизи подобных предприятий заняты отходами производства, что неблагоприятно отражается на экологической обстановке.

В настоящее время минеральные шламы широко используются в производстве строительных растворов. Известны работы по исследованию кладочных растворов, содержащих иловый шлам в качестве пластифицирующей добавки [2]. При введении в растворную смесь шлам улучшал подвижность и водоудерживающую способность. Однако введение илового шлама несколько снижало прочность раствора.

Опубликованы результаты применения в кладочных растворах известкового шлама Кемеровского азототукового завода [3, 4]. Введение добавки шлама повышало удобоукладываемость растворной смеси по сравнению с чисто цементной, но не позволяло достичь показателя цементно-известковых смесей.

В работах [5, 6] предложено использовать в качестве заменителя известки в кладочных растворах гидроксидный шлам. Гидроксидный шлам несколько замедляет процессы схватывания и твердения в начальные сроки, но конечная прочность цементно-шламовых растворов оказывалась такой же, как и чисто цементных. При этом значения раскисляемости и водоудерживающей способности находятся на уровне показателей цементно-известкового раствора.

Перспективной является разработка, предложенная И.И. Проскуриной и С.В. Свергузовой, об использовании гальванических шламов. Полученные результаты позволяют говорить об использовании шлама в качестве фунгицидной добавки при изготовлении низкотемпературных бетонов и растворов [7].

Экспериментальные исследования, анализ результатов. На кафедре строительного производства проводятся исследования кладочных растворных смесей и растворов с добавкой шлама водоочистки, получаемого в результате устранения карбонатной и некарбонатной жесткости воды на тепловых электроцентралях [8]. Основными соединениями в шламе являются карбонат кальция ( $\text{CaCO}_3$ ) в количестве 62,8–68,2% и основной карбонат магния ( $3\text{MgCO} \cdot \text{MgOH} \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) 5,8–10,6%.

В процессе подготовки шлам высушивали, измельчали и просеивали через сито с требуемым размером ячейки. Необходимо отметить, что шлам в высушенном состоянии имеет незначительную прочность – 0,03 МПа и измельчается без особых усилий.

Для определения оптимальной фракции в экспериментальных составах вместо известки использовали шлам в виде порошка фракций не более 80, 100, 140, 315 и 630 мкм. Анализ полученных результатов позволяет сделать вывод о том, что наилучший показатель прочности с учетом водоудерживающей способности имеет состав с добавкой порошка шлама при размере частиц не более 80 мкм.

Для определения оптимальной дозировки порошка шлама фракцией не более 80 мкм проведены дополнительные исследования. В экспериментальных составах расход цемента составлял 160 кг, соотношение цемента и песка принято постоянным (1:9,7). Шлам вводили в количестве от 100 до 40 % от массы известки, необходимой по расчету. Подвижность растворных смесей составляла 8 см. Результаты определения основных показателей качества растворов с добавками известки и шлама представлены в таблице 1. В данной таблице дозировки добавок известки и шлама приведены по сухому веществу.

Таблица 1 – Основные показатели качества кладочных растворов смесей и растворов

№ состава	Расход добавок, кг		В/Ц	Прочность, МПа		Расслаиваемость, %	Водоудерживающая способность, %
	известь	шлам (фракция не более 80 мкм)		7 сут.	28 сут.		
1	81,2	-	1,93	5,1	7,6	8,5	96,3
2	-	32,5 (40 %)•	1,85	4,1	5,8	10,2	95,2
3	-	48,7 (60 %)	1,88	4,6	6,6	9,3	95,5
4	-	65 (80 %)	1,96	5,5	7,8	8,2	96,3
5	-	81,2 (100 %)	2,02	5,0	7,4	8,0	96,6

• – процент ввода порошка шлама от расчетной массы извести

Анализ полученных результатов позволяет сделать вывод о том, что оптимальная дозировка порошка шлама фракцией не более 80 мкм составляет 80 % от расчетной массы извести (состав 4).

Определение морозостойкости проведено на кладочных растворах марок М50 и М75. Шлам водоочистки фракцией не более 80 мкм вводили в количестве 80 % от расчетной массы извести.

Согласно требованиям СНиП II-22-81 (Изменение №1) марка по морозостойкости кладочных растворов для наружных стен - не менее F50. Таким образом, исходя из требований ГОСТ 5802 потеря прочности образцов контрольного состава, а также составов с добавкой порошка шлама после 50 и 75 циклов соответственно попеременного замораживания и оттаивания должна составлять не более 25%.

Испытания на морозостойкость показали, что изменений прочности растворов марок М50 и М75 и потери массы не наблюдалось после 50 и 75 циклов соответственно (табл. 2 и табл. 3).

Основываясь на данных таблиц 2 и 3, важно отметить, что показатель прочности цементно-шламового раствора в водонасыщенном состоянии превышает прочность цементно-известкового раствора на 9% для марки М50 и на 11% для марки М75.

Падение прочности цементно-известкового и цементно-шламового растворов марки М50 через 60 циклов попеременного замораживания и оттаивания составило 8 и 4% соответственно (табл. 3). Осмотр поверхности после 85 циклов выявил на поверхности как контрольных, так и образцов с добавкой порошка шлама шелушение. При этом значение падения прочности контрольного состава приблизилось к предельно допустимому и составило 24%, а исследуемого – только 19%.

Падение прочности контрольного и исследуемого растворов марки М75 произошло только через 85 циклов попеременного замораживания и оттаивания и составило 7 и 4 % соответственно (табл. 3). По истечении 105 циклов осмотр выявил на поверхности образцов как цементно-известкового, так и цементно-шламового раствора шелушение. Значение падения прочности контрольного раствора составило 25 %, что является предельно допустимым. Прочность раствора с добавкой порошка шлама по истечении 105 циклов снизилась только на 17%.

Полученные результаты по динамике падения прочности свидетельствуют о том, что величины падения прочности образцов с добавкой порошка шлама несколько ниже показателей контрольных составов.

Таблица 2 – Определение морозостойкости растворов марки М50

№ состава	Расход добавки				Прочность при сжатии, МПа, в состоянии		Прочность основных образцов после								
	извест-ти, кг	Шлам водо-очистки		сухом		водонасыщенном	45	50	55	60	65	70	75	80	85
		%	кг	7 сут.	28 сут.										
1	87,5	-	-	3,11	5,32	3,9	3,8	3,9	3,7	$\frac{3,6}{8}$	$\frac{3,4}{11}$	$\frac{3,3}{13}$	$\frac{3,0}{20}$	$\frac{2,9}{21}$	$\frac{2,7}{24}$
2	-	80	70	3,71	5,64	4,3	4,2	4,3	4,2	$\frac{4,1}{4}$	$\frac{4,0}{7}$	$\frac{4,0}{10}$	$\frac{3,8}{12}$	$\frac{3,6}{16}$	$\frac{3,5}{19}$

\* – величина падения прочности, выраженная в процентах относительно контрольного показателя

Таблица 3 – Определение морозостойкости растворов марки М75

№ состава	Расход добавки				Прочность при сжатии, МПа, в состоянии		Прочность основных образцов после							
	извест-ти, кг	Шлам водо-очистки		сухом		водонасыщенном	70	75	80	85	90	95	100	
		%	кг	7 сут.	28 сут.									циклов, МПа
1	81,2	-	-	5,1	7,6	4,2	4,2	4,3	4,1	$\frac{3,9}{7^*}$	$\frac{3,8}{11}$	$\frac{3,5}{19}$	$\frac{3,3}{25}$	
2	-	80	65	5,5	7,7	4,7	4,6	4,7	4,6	$\frac{4,5}{4}$	$\frac{4,3}{7}$	$\frac{4,2}{12}$	$\frac{3,9}{17}$	

\* – величина падения прочности, выраженная в процентах относительно контрольного показателя

Марка по морозостойкости кладочных цементных растворов с добавкой порошка шлама не ниже показателей цементно-известковых растворов и соответствует требованиям СНиП II-22-81.

**Заключение.** Основываясь на экспериментальных данных проведенных исследований по определению раскраиваемости, водоудерживающей способности растворных смесей, а также прочности и морозостойкости растворов позволяет сделать вывод, что применение шлама в виде тонкодисперсного порошка в кладочных растворах позволит полностью проводить его утилизацию, изготавливать растворы, соответствующие требованиям СТБ 1307, и получить дополнительно экономический эффект.

#### Список цитированных источников

1. Тараканов, О.В. Сухие строительные смеси / О.В. Тараканов // Строй-профиль – 2005. – № 7 – С. 51–52

2. Иманов, А.М., Иманова, О.М. Исследование алунитового шлама кировобалдского глиноземного комбината в производстве строительных материалов // Промышленные отходы – резерв строительного производства: тез. докл. науч. конф., Севастополь, 9-10 апр 1990 г.: в 2 ч. / Крымское обл. правление ВНТО стройиндустрии – Севастополь, 1990. – Ч. I. – С. 104–105

3. Исхакова, Н.Ш. Применение известковых отходов азотной промышленности в строительных растворах / Н.Ш. Исхакова, А.Ф. Журавель // Строительные материалы – 1971. – № 7. – С. 16

4. Ефименко, Н.А. Использование известкового шлама в строительных растворах // Сб научных трудов № 27 Кузбасского политехнического института – Кемерово, 1970 – С. 25–30

5. Сухов, Ю.В. Заменитель извести в строительных растворах / Ю.В. Сухов, С.Ф. Коренькова, Т.В. Шейна // Строительные материалы – 1989 – № 1. – С. 14–15

6. Коренькова, С.Ф. Шламы гальванических производств – добавка в цементные материалы / С.Ф. Коренькова, Ю.В. Сухов, Т.В. Шейна // Строительные материалы и конструкции – 1992 – № 2. – С. 12–14.

7. Проскурина, И.И. Использование шламов водоочистки / И.И. Проскурина, С.В. Свергузова // Строительные материалы. – 2006. – № 4 – С. 66–67.

8. Водоподготовка: процессы и аппараты / Громогласов А.А., Копылов А.С., Пильщиков А.П., под ред. О.И. Мартиновой. – М.: Энергоиздат, 1990 – 272 с

УДК 666.972

## ОПТИМИЗАЦИЯ РЕЖИМОВ ТЕПЛОВЛАЖНОСТНОЙ ОБРАБОТКИ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

Суходоева Н.В., Бибик М.С., Бабицкий В.В.

**Введение.** Что должен сделать инженер-технолог после тепловой обработки изделий для обеспечения заданных характеристик бетона? Во-первых, рассчитать состав бетона, а, во-вторых, уже основываясь на особенностях состава, назначить соответствующий режим тепловой обработки.

Какими при этом общими принципами технолог руководствуется? При проектировании состава бетона должны быть обеспечены проектные требования к бетону, марка бетонной смеси по удобоукладываемости. Реже учитывается цена получаемого бетона. А при назначении режима тепловой обработки бетона основная задача – обеспечить его заданную отпускную прочность. Для этого можно воспользоваться опытом производства изделий на данном предприятии, графиками, таблицами, текстовым материалом, содержащимися в различных источниках, например в [1-3] или в ТКП 45-5.03-13-2005 «Изделия бетонные и железобетонные сборные. Правила тепловлажностной обработки». О расходах же теплоносителя обычно речь идет только из общих соображений, например, что термосный режим более экономичен, чем традиционный. Конкретные же стоимостные расчеты не ведутся.

Можно ли такой назначенный режим тепловлажностной обработки бетона назвать оптимальным, то есть наилучшим (от латинского «optimus»)? Безусловно нет. Отрасль сборного железобетона сможет выжить только существенно сократив достаточно существенные энергетические затраты. А выполнить это, не считая каждый килограмм цемента и каждую калорию теплоты, невозможно. Следовательно, остро назрела разработка новых методов проектирования как состава бетона, так и режима тепловлажностной обработки изделий, позволяющих учесть все многообразие влияющих факторов.

**Оптимизация режима тепловой обработки.** Представленная на рис. 1 схема расчета показывает, каким образом поставленная задача может быть решена. Схема на рис. 2 конкретизирует последовательность расчетов прочности бетона в процессе тепловой обработки. Естественно, реализация предположенного алгоритма, основанного на сложной математической модели потребовала разработки соответствующего программного обеспечения. Варьируя многочисленные влияющие факторы, инженер-технолог оптимизирует как состав бетона, так и режим тепловлажностной обработки изделий, добываясь обеспечения не только проектных характеристик бетона, но и минимально возможной суммарной цены на бетонную смесь и расход пара.



Рисунок 1 – Схема оптимизации режима тепловлажностной обработки бетона

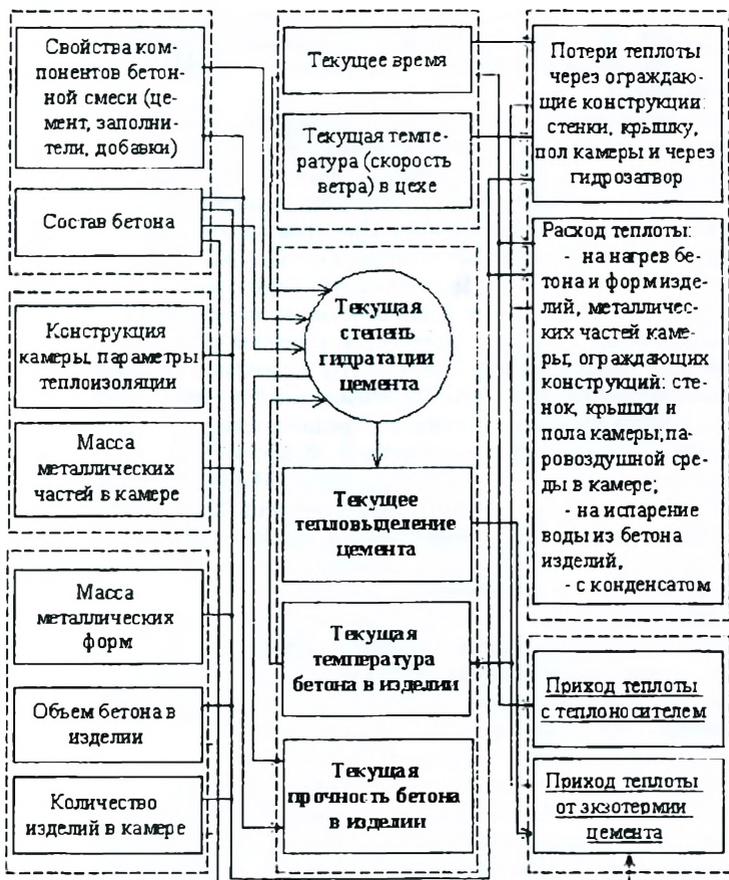


Рисунок 2 Схема расчета прочности бетона при твердении в ямной пропарочной камере

Апробация в условиях производства. Работа не была бы законченной, если бы не прошла соответствующую апробацию на предприятиях по производству сборного железобетона. В качестве объекта внедрения предложенной методики оптимизации режимов тепловлажностной обработки тяжелого бетона выбран ОАО «Завод ЖБИ № 1», на котором достаточно смело реализуются новые веяния в технологии бетона. В частности, для производства пустотных мелкоштучных блоков из арболита налажена утилизация собственных отходов деревообработки. Часть пропарочных камер на заводе реконструирована посредством утепления наружных ограждающих конструкций, выполненных из тяжелого бетона. Это реализовывалось посредством кладки пустотелых блоков из арболита на всю высоту ямных пропарочных камер. Во избежание намокания полученного термоизоляционного слоя вследствие контакта с паром и водой и повышения вследствие чего коэффициента теплопроводности, кладка зашивалась металлическими листами. Казалось бы, что может дать такая примитивная (на первый взгляд)

термоизоляция в сравнении с широко рекламируемыми современными материалами. Однако, как показано в таблице, налицо существенный экономический эффект, позволяющий быстро окупить затраты, учитывая низкую стоимость арболитобетонных блоков.

Часть пропарочных камер пока не подверглась реконструкции. И это даст возможность сопоставлять рассчитываемые режимы тепловой обработки бетона с реальными как в обычных камерах, так и с повышенной тепловой защитой.

Уже начаты эксперименты по апробации рассчитанных по предложенной схеме режимов тепловой обработки. При этом контролируется температура бетона железобетонных изделий в центре и на поверхности, для чего применяются датчики температуры DS 1921 системы «Термохрон», устанавливаемые в тело бетона. Кроме того, ведется наблюдение за температурой среды в камере и температурой вне камеры, оценивается конечная прочность бетона изделий. Полученные первоначальные результаты позволяют оценивать перспективы разработанного программного обеспечения как благоприятные.

Рассмотрим конкретный пример. Предположим, необходимо спроектировать состав и режим тепловлажностной обработки изделия, выполненного из бетона класса С12/15 по прочности на сжатие. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости П1, отпускная прочность бетона 70%. Используемый цемент: марки 500 первой группы эффективности при пропаривании. Цена 1 т цемента составляет около 72 у.е./т, а пара – около 32 у.е./Гкал.

Применительно к нормативному коэффициенту вариации требуемая прочность бетона в возрасте 28 суток составляет 19,3 МПа, а отпускная – 13,5 МПа. Рассмотрим несколько различных вариантов решения задачи. В принципе, нам не столь важно, каким образом через 4 часа после окончания тепловой обработки будет получена прочность 13,5 МПа. Для этого можно подобрать достаточно длительный высокотемпературный режим тепловой обработки. А можно уменьшить водоцементное отношение бетонной смеси (увеличив расход цемента или применив пластифицирующую добавку с целью снижения водосодержания смеси), существенно сократив длительность изотермической выдержки или уменьшив температуру изотермической выдержки. Результаты различных вариантов решения задачи приведены в таблице, причем разительно широкий диапазон водоцементных отношений дан не для практической реализации, а для наглядности. Составы бетона (в примере без химических добавок) рассчитывались в соответствии с [4], режимы тепловой обработки в зависимости от предположительной прочности бетона назначались согласно рекомендациям, приведенным в [3]. Расчеты расхода тепловой энергии производились с использованием компьютерной программы, частично описанной в [5].

Полученные результаты наглядно показывают, что, варьируя исходными данными, можно получить множество вариантов решения задачи, выбрав из него оптимальный. Кстати, при уравнивании стоимости 1 т цемента и 1 Гкал пара (вариант в таблице не отражен) суммарная стоимость становится практически независимой от состава и режима.

**Заключение.** Предложенная методика дает возможность проектировать режимы тепловлажностной обработки бетона, оптимальные не только с точки зрения получения бетона с заданными физико-механическими характеристиками, но и его стоимости.

Характеристики	Варианты		
	1	2	3
Водоцементное отношение	0,88	0,60	0,50
Расход цемента, кг	200	290	350
Требуемая прочность бетона в проектном возрасте, МПа	19,3	28,9	38,6
Требуемая отпускная прочность бетона, МПа	13,5	13,5	13,5
Время предварительной выдержки изделий, ч	2	2	2
Время подъема температуры, ч	3	2	1
Время изотермической выдержки изделий, ч	12	5	5
Температура изотермической выдержки изделий, °С	80	60	40
Расход тепловой энергии пара в обычной камере, Гкал/м <sup>3</sup> бетона	0,308	0,173	0,08
Расход тепловой энергии пара, в камере, утепленной арболитобетонными блоками, Гкал/м <sup>3</sup> бетона	0,220	0,127	0,055
Стоимость цемента, у.е./м <sup>3</sup> бетона	14,3	21,0	25,2
Стоимость тепловлажностной обработки изделий в обычной камере, у.е./м <sup>3</sup> бетона	10,0	5,6	2,6
Стоимость тепловлажностной обработки изделий в камере, утепленной арболитобетонными блоками, у.е./м <sup>3</sup> бетона	7,1	4,1	1,8
Суммарная стоимость цемента и тепловлажностной обработки изделий в обычной камере, у.е./м <sup>3</sup> бетона	24,3	26,6	27,8
Суммарная стоимость цемента и тепловлажностной обработки изделий в камере, утепленной арболитобетонными блоками, у.е./м <sup>3</sup> бетона	21,4	25,1	27,0

#### Список цитированных источников

1. Малинина, Л.А. Тепловлажностная обработка тяжелого бетона. – М.: Стройиздат, 1977 – 160 с.
2. Миронов, С.А., Френкель, И.М., Малинина, Л.А. и др. Рост прочности бетона при пропаривании и последующем твердении. – М.: Стройиздат, 1973. – 96 с.
3. Производство сборных железобетонных изделий: Справочник / Г.И. Бердичевский, А.П. Васильев, Л.А. Малинина [и др.]; под ред. К.В. Михайлова, К.М. Королева – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1989. – 447 с.
4. Бабицкий, В.В., Ковалев, Я.Н. Многофакторное проектирование состава бетона // Материалы, технологии, инструменты – 2005 – № 1. – С. 67–71.
5. Бабицкий, В.В., Суходоева, Н.В. Элементы проектирования режима тепловлажностной обработки бетона // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. трудов XV Международного научно-методического семинара – Новополоцк, 2008 – С. 139–143.

УДК 691.327:66.04

## ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ РАБОТЫ ПОЛИГОННЫХ ПРОПАРОЧНЫХ КАМЕР НА ОСНОВЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ТЕМПЕРАТУРНОГО МОНИТОРИНГА РЕЖИМОВ ТЕРМООБРАБОТКИ

Бибик М.С.

**Введение.** Проблема энергосбережения в республике в последние годы приобретает все большую остроту и актуальность. Народнохозяйственное значение данной проблемы подтверждается утвержденными Указом Президента Республики Беларусь от 25 августа 2005 года № 399 «Концепцией энергетической безопасности и повы-

шения энергетической независимости Республики Беларусь» и Государственной комплексной программой модернизации основных производственных фондов белорусской энергетической системы, энергосбережения и увеличения доли использования собственных топливно-энергетических ресурсов на период 2006–2010 годы.

Задачи, поставленные в данной программе, в значительной степени касаются предприятий строительной индустрии, характеризующихся значительным энергопотреблением. Так, даже в сравнительно «благополучные» доперестроенные годы только на заводах сборного железобетона СССР на технологические нужды, отопление, горячее водоснабжение и вентиляцию зданий расходовалось более 12 млн. тонн условного топлива, причем на долю тепловой энергии приходилось почти 90%, а на долю электрической – немногим более 10%. Из общей потребности тепловой энергии около 70% расходовалось на тепловую обработку изделий, подогрев заполнителей, воды затворения и смазки для форм, т.е. на технологию производства [1]. По данным Л.А. Малининой [2], абсолютные затраты условного топлива на различные технологические переделы заводского производства изделий были сравнительно невелики и составляли (за исключением термообработки) 18,5 кг условного топлива на 1 м<sup>3</sup> изделий. В то же время на тепловую обработку затрачивалось 30–50 кг, т.е. в 2–2,5 раза больше, чем на все остальные переделы производства [2].

Из приведенных данных следует, что снижения энергопотребления при тепловой обработке изделий на основе применения эффективных химических добавок, оптимизации режимов термообработки, применения мягких, термосных и частично-термосных режимов и сокращения теплотерь за счет утепления ограждающих конструкций пропарочных камер и паропроводов является важнейшим направлением энергосбережения на предприятиях стройиндустрии.

Особенностью Минского завода сборного железобетона №1 является то, что производство основных объемов продукции осуществляется на полигонах под открытым небом, а тепловая обработка изделий производится в ямных пропарочных камерах полигонного типа. За время многолетней эксплуатации камер в подобных условиях значительно снизились теплозащитные свойства их ограждающих конструкций и возросли теплотери, в связи с чем даже в условиях применения оптимальных режимов тепловлажностной обработки изделий и конструкций и эффективных химических добавок в отдельных пропарочных камерах не обеспечивалось достижение требуемой прочности бетона. Это вызвало необходимость оперативного обследования и оценки реальных температурных режимов в камерах, на основе чего принималось решение о необходимости проведения работ по их утеплению. При этом для утепления стенок камер взамен отслужившей свой срок минераловатной теплоизоляции было предусмотрено устройство утепления путем устройства с внутренней стороны камеры стенки из арболитовых пустотных мелкоштучных блоков, уложенных в один ряд.

**Методика оценки температурных режимов.** Для оценки фактических температурных режимов в ямных пропарочных камерах на полигонах завода были использованы специальные датчики-«таблетки» – измерители-регистраторы DS 1921 системы температурного мониторинга «Термохрон». Этот датчик представляет собой устройство-регистратор, позволяющее в течение всего цикла термообработки регистрировать температуру, измеренную через определенные, заранее заданные промежутки времени и сохранять полученную информацию в собственной энергонезависимой памяти [3]. Благодаря своим миниатюрным размерам и конструктивному исполнению, его можно легко разместить или прикрепить к ос-

настке пропариваемого изделия в труднодоступных местах пропарочной камеры. Датчик является полностью автономным экономичным устройством, питание всех узлов которого обеспечивается миниатюрной литиевой батареей, емкости которой хватает для непрерывной эксплуатации «таблетки» DS 1921 в течение 8-9 лет. Наряду с батареей, в корпусе датчика имеются точные часы-календарь, с помощью которых для каждого измеренного значения температуры фиксируется время ее замера в соответствии с заданной программой, в связи с чем информация, накопленную этими регистраторами, невозможно исказить, и пользователь видит полную картину изменения температуры в пропарочной камере.

Крепление регистраторов DS 1921 в пропарочных камерах осуществлялось с использованием пластиковых брелков (брелок с «таблеткой» DS 1921 подвешивался за выступы внутри камеры или крепился к элементам оснастки).

Перед установкой датчиков в пропарочной камере их программировали. Для этого датчик устанавливали в присоединенный к компьютеру адаптер и с использованием программы DS 1921 задавали основные параметры температурного мониторинга (момент начала замеров и временной интервал между ними, после чего запрограммированные датчики устанавливали в пропарочных камерах. По окончании процесса тепловлажностной обработки их извлекали из пропарочных камер и, поочередно устанавливая в адаптер, с помощью компьютера считывали информацию.

На первом этапе исследований была выполнена оценка фактических температурных режимов тепловлажностной обработки, причем, в первую очередь были обследованы камеры, в которых осуществляется изготовление и термообработка свай, составляющих значительную долю от общего объема выпускаемых железобетонных изделий и конструкций, и для которых должна быть обеспечена после термообработки 100%-ная отпускная прочность. Температурный мониторинг осуществляли как для условий 0,5 и 1 оборота камер в сутки, так и для условий термосного выдерживания изделий в течение нескольких суток в выходные и праздничные дни при различной температуре наружного воздуха в диапазоне 23–25°C...8–11°C днем и 16°C...3–4°C ночью, соответственно. Датчики DS 1921 крепили к формам пропариваемых изделий по три датчика в каждой камере. Все датчики располагали по высоте на уровне верха формы, а в плане – по продольной оси камеры: один по центру и два по краям камеры, на расстоянии 0,5м от ее краев. Пропаривание изделий осуществляли в ручном режиме: в 22:00 включали подачу пара, в 5:00 подачу пара прекращали. Результаты температурного мониторинга процесса тепловлажностной обработки по некоторым камерам до и после их утепления приведены в таблице 2.

Данные температурного мониторинга и их анализ. Анализируя данные температурного мониторинга в неутепленных пропарочных камерах, можно отметить следующее. Из сравнения температурных режимов в камере №2 при двух значениях температуры наружного воздуха ( $t_{нар\ вожд}$ ) – 14–16/11–13°C и 23–25/16°C (над чертой – дневная, под чертой – ночная температура) видно, что при более высокой температуре наружного воздуха закономерно более интенсивно происходил подъем температуры в камере и более плавным было ее снижение после отключения подачи пара. В частности, при  $t_{нар\ вожд} = 23–25/16°C$  температура в камере за 1час повысилась с 38 до 70°C, т.е. на 32°C, а при  $t_{нар\ вожд} = 14–16/11–13°C$  – с 38 до 53°C, т.е. на 15°C, а в конце периода подъема температуры ее величина ( $t_{макс}$ ) при  $t_{нар\ вожд} = 23–25/16°C$  была выше, чем при  $t_{нар\ вожд} = 14–16/11–13°C$  и составляла 85°C против 81,5°C. В процессе охлаждения

после прекращения подачи пара снижение температуры в камере при  $t_{нар\ водл} = 23-25/16^{\circ}\text{C}$  происходило менее интенсивно, чем при  $t_{нар\ водл} = 14-16/11-13^{\circ}\text{C}$ : через 2 часа после отключения пара температура в камере при  $t_{нар\ водл} = 23-25/16^{\circ}\text{C}$  снизилась с 85 до 73,5°С или на 11,5°С в то время, как при  $t_{нар\ водл} = 14-16/11-13^{\circ}\text{C}$  она снизилась с 81,5 до 56,5°С или на 25°С.

Сравнение температурных режимов в неутепленных пропарочных камерах №№ 7 и 10 при одинаковой температуре наружного воздуха  $t_{нар\ водл} = 8-11/3-4^{\circ}\text{C}$  показывает, что в камере № 10 наблюдался более резкий подъем температуры и более интенсивное ее снижение после прекращения подачи пара. В частности, снижение температуры составляло: через 1 час: в камере № 10 – с 72 до 61°С или на 11°С, а в камере № 7 – с 70,5 до 64°С или на 6,5°С; через 5 часов: в камере № 10 – с 72 до 39°С или на 33°С, а в камере № 7 – с 70,5 до 52,5/49,5°С или на 21°С, что свидетельствует о том, что теплозащитные свойства ограждающих конструкций камеры № 10 ниже, а теплотери выше по сравнению с камерой № 7. Интенсивное снижение температуры в период охлаждения было зафиксировано также и в других неутепленных камерах. В частности, через 1 час после прекращения подачи пара температура в камере № 1 снизилась по сравнению с  $t_{макс}$  в этой камере на 14°С, в камере № 8 до ее утепления – на 14°С, в камере № 11 до ее утепления – на 20,5°С, а через 5 часов снижение температуры в этих камерах составило 35°С, 24,5°С и 32°С, соответственно. Очевидно, что этим в значительной степени обусловлены пониженные значения относительной прочности бетона после термообработки, составившие для камер №№ 1, 7, 10, соответственно, 60, 64,4 и 62,3% от марочной.

Для снижения теплотерь и повышения эффективности тепловой обработки изделий на нескольких камерах было выполнено утепление стенок путем устройства утепляющего слоя кладки из арболитовых пустотных мелкоштучных блоков с последующей зашивкой стальным листом для защиты блоков от увлажнения, после чего был проведен мониторинг температурных режимов в этих камерах.

В таблице 1 представлены полученные данные для некоторых камер при одинаковой и разной температуре наружного воздуха до и после их утепления. На основании анализа данной таблицы можно отметить следующее. Сравнение данных по изменению температуры в утепленной камере № 4 при различной температуре наружного воздуха  $t_{нар\ водл}$  для режима термообработки, при котором после изотермического прогрева при  $t_{макс} = 85^{\circ}\text{C}$  изделия подвергались термосному охлаждению (при  $t_{нар\ водл} = 18-20/10^{\circ}\text{C}$  – 26 часов, при  $t_{нар\ водл} = 8-11/3-4^{\circ}\text{C}$  – 33 часа) показывает, что, как и в неутепленных камерах, при более низкой  $t_{нар\ водл}$  снижение температуры в камере протекает интенсивнее: через 1 час после прекращения подачи пара при  $t_{нар\ водл} = 8-11/3-4^{\circ}\text{C}$  температура в камере снижалась на 12,5°С, а при  $t_{нар\ водл} = 18-20/10^{\circ}\text{C}$  – на 7°С, а через 5 часов – на 28 и 21°С, соответственно. К концу термосного охлаждения влияние температуры наружного воздуха более ощутимо: при  $t_{нар\ водл} = 18-20/10^{\circ}\text{C}$  и длительности термосного охлаждения в течение 26 часов температура в камере перед открыванием крышки составила 41°С, а относительная прочность бетона после термообработки – 97,6% от марочной, в то время, как при  $t_{нар\ водл} = 8-11/3-4^{\circ}\text{C}$  и длительности термосного охлаждения 33 часа – 31°С и 71,6% от марочной, соответственно.

Сравнение температурных режимов в утепленных камерах №№ 11 и 8 при одинаковой температуре наружного воздуха  $t_{нар\ водл} = 10-12/1^{\circ}\text{C}$  при разных режимах ТВО (изделия в камере № 11 после изотермического прогрева подверга-

ли термосному охлаждению в течение 25 часов, а в камере № 8 – термообработка заканчивалась через 3 часа (охлаждения) показывает, что до момента прекращения подачи пара нет существенных отличий в изменении температуры в обеих камерах, кроме более резкого ее подъема в камере № 8. Однако за счет длительного термосного охлаждения в камере № 11 обеспечена более высокая относительная прочность бетона – 94,3% против 88% от марочной.

Таблица 1 – Сравнительные данные по интенсивности снижения температуры в неутепленных и утепленных пропарочных камерах (по данным температурного мониторинга)

Характеристики температурного режима	Номера камер и наличие утепления								
	№1 (неутепл.)	№7 (неутепл.)	№10 (неутепл.)	№8		№11		№4 (утепл.)	
				до	после	до	после		
				утепления		утепления			
Температура наружного воздуха ( $t_{\text{вн}}$ ), °С	0- (+2) (- 4)	8-11 3-4	8-11 3-4	17-19 13	10-12 1	17-19 13	10-12 1	18-20 10	
Температура в камере в момент включения подачи пара ( $t_0$ ), °С	14	17	22,5	28	21,5	25	23	35	
Максимальная температура в камере в конце периода ее подъема ( $t_{\text{max}}$ ), °С	85	70,5	72	68	83	69,5	72,5	85	
Температура в камере в момент открывания крышки камеры, °С	50	28	31,5	29,5	69,5	26	35	41	
Время от начала охлаждения до открывания крышки камеры, ч	5	33	15	7	6	26	25	26	
Снижение температуры в камере после прекращения подачи пара: над чертой – температура $t_1$ , °С, под чертой – величина ее снижения ( $t_{\text{max}}$ – $t_1$ )/ $t_{\text{max}}$ , %, через:	1ч.	71/ 16,5	56,5/ 19,2	61/ 15,3	54/ 20,6	75,5/ 9	49/ 29,5	68/ 6,2	78/ 8,2
	5ч.	50/ 41,2*	46/ 34,8	37,5/ 47,9	43,5/ 36	70/ 15,7	37,5/ 46	49,5/ 31,7	62/ 27,1
	10ч.	-	38,5/ 45,4	32,5/ 54,9	-	-	33,5/ 51,8	46,5/ 35,9	56,5/ 33,5
	15ч.	-	37/ 47,5	31,5/ 56,3*	-	-	31,5/ 54,7	42/ 42,1	51/ 40
	25ч.	-	31,5/ 55,3	-	-	-	26,5/ 61,9	35/ 51,7*	41,5/ 51,2
	33ч.	-	28/ 60,3*	-	-	-	-	-	-
относительная прочность бетона после тепловлажностной обработки, % от марочной	60	64,4	62,3	86	88	72	94,3	97,6	

\*) На момент открывания крышки камеры

С целью оценки эффективности выполненного утепления камер в таблице 1 приведены сравнительные данные по температурным режимам в камерах №№ 8 и 11 до и после утепления и данные по изменению температуры в утепленных камерах №№ 4, 8, 11 в период охлаждения. Как видно из приведенных данных, характер и значения температур в камере № 8 при различной температуре наружного воздуха близки между собой. Учитывая, что значения температуры

наружного воздуха различались почти в 2 раза, это свидетельствует о надежности выполненного утепления камер, благодаря чему обеспечены почти одинаковые значения относительной прочности бетона после термообработки. Сравнение температурных режимов с термосным охлаждением в течение 25 часов в камере № 11 до и после утепления при различной температуре наружного воздуха наглядно иллюстрирует эффект от утепления камеры: на участке термосного охлаждения: снижение температуры через 1 час после прекращения подачи пара в утепленной камере составило всего лишь  $4,5^{\circ}\text{C}$  при  $t_{\text{нар.возд.}} = 10-12/1^{\circ}\text{C}$ , в то время, как в этой же камере до утепления за такой же промежуток времени при температуре наружного воздуха, почти в 2 раза высшей, снижение температуры составило  $20,5^{\circ}\text{C}$ . Через 2 часа снижение температуры в этой камере до и после утепления составило, соответственно,  $27^{\circ}\text{C}$  и  $16^{\circ}\text{C}$ , а к моменту открытия крышки камеры через 25 часов после прекращения подачи пара температура в неутепленной камере составляла  $25^{\circ}\text{C}$ , а после утепления –  $35^{\circ}\text{C}$ . Благодаря снижению теплопотерь за счет утепления камеры и сохранению более высокой температуры твердения бетона, при меньшей температуре наружного воздуха  $t_{\text{нар.возд.}} = 10-12/1^{\circ}\text{C}$  относительная прочность бетона после термообработки составила 94,3% от марочной, в то время, как до утепления камеры даже при более высокой температуре наружного воздуха  $t_{\text{нар.возд.}} = 17-19/13^{\circ}\text{C}$  относительная прочность бетона составила только 72% от марочной.

Из представленных данных по снижению температуры в утепленных камерах №№ 4, 8, 11 в период охлаждения после прекращения подачи пара в зависимости от температуры наружного воздуха видно, что в диапазоне исследуемых температур наружного воздуха  $t_{\text{нар.возд.}} = 8-11/3-4^{\circ}\text{C} \dots 18-20/10^{\circ}\text{C}$  не наблюдалось существенной разницы в температурах камер (она находилась в пределах  $6,5-10^{\circ}\text{C}$ ), что свидетельствует о надежной теплозащите этих камер и об эффективности принятого варианта утепления камер с использованием арболитовых пустотных блоков, обладающих, наряду с хорошими теплозащитными свойствами, высокой аккумулялирующей способностью, т.е. способностью длительное время удерживать тепло. При этом была обеспечена относительная прочность бетона: в камере № 4 – 97,6%, № 8 – 88%, № 11 – 94,3%. Немаловажна и экономичность принятого решения, поскольку арболитовые блоки, использованные для утепления камер, были изготовлены на заводе собственными силами с использованием отходов деревообработки.

В заключение следует отметить важное достоинство использованных для температурного мониторинга датчиков DS 1921, обеспечивающих удобную недорогую беспроводную систему оценки, своеобразного «аудита» температурных режимов в пропарочных камерах и выдачи информации с использованием компьютерной техники. Эти датчики в сочетании с устройствами регулирования подачи пара позволяют обеспечить полную автоматизацию контроля и управления всем процессом тепловлажностной обработки железобетонных изделий и конструкций.

**Заключение.** 1. Проведено исследование режимов тепловлажностной обработки изделий и конструкций в ямных пропарочных камерах на полигонах завода с применением измерителей-регистраторов DS 1921 системы температурного мониторинга «Термохрон».

2. На основании полученных данных была установлена необходимость утепления ограждающих конструкций отдельных камер с целью снижения теплопотерь при термообработке изделий и конструкций.

3. Выполнено утепление ограждающих конструкций камер путем устройства утепляющего слоя в виде кладки из арболитовых пустотных мелкоштучных блоков, изготовленных на заводе.

4. Анализ результатов температурного мониторинга режимов термообработки в пропарочных камерах после их утепления, проведенный совместно с анализом результатов прочностных испытаний бетона, подтвердил эффективность выполненного утепления, обеспечившего снижение теплотерь в камерах и повысить прочность бетона после термообработки.

#### Список цитированных источников

1. Коротков, С.Н. Методические основы выявления резервов и планирования экономии энергоресурсов на предприятиях сборного железобетона / С.Н. Коротков // Всесоюзный научно-практический семинар по повышению эффективности использования топливно-энергетических ресурсов при производстве сборных железобетонных конструкций и изделий: Тезисы докл. – Ленинград, 1984 – С. 48–52

2. Малинина, Л.А. Снижение энергетических затрат при производстве сборного железобетона за счет рационального выбора цементов, назначения эффективных режимов термообработки бетона и учета экзотермии / Л.А. Малинина // Всесоюзный научно-практический семинар по повышению эффективности использования топливно-энергетических ресурсов при производстве сборных железобетонных конструкций и изделий: Тезисы докл. – Ленинград, 1984. – С. 53–58

3. Что такое термохрон? [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.elin.ru/Thermochron/?Topic=whatis>.

УДК 621.643.25

## ПОВЫШЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ БЕТОНА СМЕСЬЮ «КАЛЬМАТРОН» ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ НАПОРНЫХ ТРУБ

Полейко Н.Л., Журавский С.В.

**Введение.** 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 бетонирования конструкций, режима тепловлажностной обработки бетона сопряжены с большой вероятностью образования температурных, усадочных и силовых трещин, наличием зон контакта свежесушеной бетонной смеси и затвердевшего бетона, наличием водных пленок под арматурой и крупным заполнителем.

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 [1, 2, 3], что от параметра проницаемости в значительной степени зависит и морозостойкость, косвенно характеризующая долговечность бетона конструкции. Снижение проницаемости бетонных конструкций достигается различными способами, но наиболее эффективным и радикальным, по нашему мнению, является кольматация пор и капилляров бетона.

Для бетонных и железобетонных конструкций наибольший интерес представляют неорганические растворные смеси на основе цементного вяжущего, реализующие проникающие и колюматирующие свойства в присутствии воды. К такого рода материалам относится защитный состав

«Кальматрон», который представляет собой цементирующий материал капиллярного действия, обеспечивающий водонепроницаемость бетона, цементно-песчаного раствора и других цементосодержащих капиллярно-пористых материалов. Эффект водонепроницаемости обеспечивается за счет ряда строго последовательных химических реакций, продолжающихся во времени, проходящих внутри структуры бетона между его составляющими с компонентами, содержащимися в растворе смеси «Кальматрон» [1, 2, 3, 4, 5, 6].

Гидроизоляционная смесь жесткая однокомпонентная проникающего действия «Кальматрон» изготавливается согласно СТБ 1543-2005. Она представляет собой готовый к применению сухой сыпучий материал серого цвета с белыми включениями, состоящий из портландцемента, кварцевого песка и комплексной химической добавки. По физико-механическим показателям смесь «Кальматрон» должна соответствовать требованиям, указанным в таблице № 1.

Учитывая физико-механические показатели смеси «Кальматрон» были скорректированы и испытаны заводские составы бетона, содержащие «Кальматрон» в качестве добавки, при производстве виброгидропрессованных железобетонных труб различного диаметра на предприятии «Спецжелезобетон» (г. Микашевичи).

Таблица 1 – Физико-механические показатели смеси «Кальматрон»

№ п/п	Наименование показателя	Нормативные значения
1	Внешний вид	Серый порошок с белыми 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	M25
5	Марка по морозостойкости, не менее	F300
6	Марка по водонепроницаемости, не менее	W10
7	Коррозионное состояние стальной арматуры	Устойчиво-пассивное

Составляющие бетонной смеси с добавкой «Кальматрон» вводятся в бетоносмеситель в следующем порядке: песок, щебень гранитный фракции 5-10 и 10-20, добавка «Кальматрон», цемент. Время перемешивания сухих составляющих с добавкой «Кальматрон» составляет не менее 2-3 минут, затем вводится вода и смесь дополнительно перемешивается 2-3 минуты.

Применение смеси «Кальматрон» при производстве напорных труб. Отличительной особенностью производства напорных труб является испытание каждого изделия на избыточное гидростатическое давление. Согласно ГОСТ трубы третьего класса испытываются при давлении 0,6МПа, второго класса – при давлении 1,2 МПа, первого класса – 1,8 МПа.

Наличие при испытаниях изделий протечек воды – брака, обуславливает перевод труб на класс ниже или в класс безнапорных труб. Снижение классности труб приводит к значительным материальным затратам, так как изделия разных классов изготавливаются на соответствующих составах бетона, с расчетным армированием, что обуславливает их различную стоимость.

Было изготовлено шесть серий бетонных образцов при производстве виброгидропрессованных труб. Две серии являлись контрольными, без применения добавки. Четыре серии образцов изготовлены с использованием различного содержания добавки «Кальматрон». Составы бетона приведены в таблице № 2.

Таблица 2 – Составы бетона для изготовления труб

Номер состава	Класс труб	Расход материалов на 1м <sup>3</sup> бетона, кг				Добавка «Кальматрон»
		Цемент	Песок	Щебень гранитный фракций		
				5-10	10-20	
1	Ш	430	547	731	487	-
2	Ш	414	547	731	487	16,6
3	Ш	417	547	731	487	13,0
4	П	527	611	800	343	-
5	П	507	611	800	343	20,0
6	П	511	611	800	343	16,6

Подвижность бетонной смеси составляла ОК=2-4см для всех составов. Из каждого заводского состава (см. табл. № 2) изготавливались контрольные образцы для проведения испытаний на морозостойкость, водонепроницаемость, водопоглощение и прочность на сжатие. Образцы после 28 суток хранения в нормально-влажностных условиях подвергались испытанию.

Прочность бетона определялась на образцах-кубах размером 100×100×100 мм согласно ГОСТ 10180-90.

Результаты испытаний приведены в таблице № 3.

Таблица 3 – Результаты испытания образцов на прочность

Номер состава	Среднее значение R <sub>сж</sub> , МПа	Прирост прочности, %
1	37,8	-
2	41,9	10,8
3	38,3	1,3
4	43,6	-
5	44,4	1,8
6	46,0	10,5

Анализ результатов испытания образцов на прочность при сжатии показывает, что оптимальным расходом добавки «Кальматрон» является 16,6 кг/м<sup>3</sup> бетона.

Водопоглощение бетона определялось на образцах-кубах размером 100×100×100 мм по ГОСТ 12730.3-78. Результаты испытаний по определению водопоглощения бетона приведены в таблице № 4.

Таблица 4 – Определение водопоглощения бетона

Номер состава	Среднее значение водопоглощения, %	Снижение водопоглощения, %
1	5,49	-
2	5,14	6,4
3	5,21	5,1
4	5,86	-
5	5,14	12,2
6	5,33	9,0

Анализ результатов таблицы № 4 показывает, что водопоглощение бетонных образцов с добавкой «Кальматрон» снизилось от 5,1% до 12,2% в зависимости от состава бетона и расхода добавки.

Было изготовлено шесть серий бетонных образцов при производстве виброгидропрессованных труб. Две серии являлись контрольными, без применения добавки. Четыре серии образцов изготовлены с использованием различного содержания добавки «Кальматрон». Составы бетона приведены в таблице № 2.

Таблица 2 – Составы бетона для изготовления труб

Номер состава	Класс труб	Расход материалов на 1м <sup>3</sup> бетона, кг				
		Цемент	Песок	Щебень гранитный фракций		Добавка «Кальматрон»
				5-10	10-20	
1	Ш	430	547	731	487	-
2	Ш	414	547	731	487	16,6
3	Ш	417	547	731	487	13,0
4	П	527	611	800	343	-
5	П	507	611	800	343	20,0
6	П	511	611	800	343	16,6

Подвижность бетонной смеси составляла ОК–2-4см для всех составов. Из каждого заводского состава (см. табл. № 2) изготавливались контрольные образцы для проведения испытаний на морозостойкость, водонепроницаемость, водопоглощение и прочность на сжатие. Образцы после 28 суток хранения в нормально-влажностных условиях подвергались испытанию.

Прочность бетона определялась на образцах-кубах размером 100×100×100 мм согласно ГОСТ 10180-90.

Результаты испытаний приведены в таблице № 3.

Таблица 3 – Результаты испытания образцов на прочность

Номер состава	Среднее значение R <sub>сж</sub> , МПа	Приrost прочности, %
1	37,8	-
2	41,9	10,8
3	38,3	1,3
4	43,6	-
5	44,4	1,8
6	46,0	10,5

Анализ результатов испытания образцов на прочность при сжатии показывает, что оптимальным расходом добавки «Кальматрон» является 16,6 кг/м<sup>3</sup> бетона.

Водопоглощение бетона определялось на образцах-кубах размером 100×100×100 мм по ГОСТ 12730.3-78. Результаты испытаний по определению водопоглощения бетона приведены в таблице № 4.

Таблица 4 – Определение водопоглощения бетона

Номер состава	Среднее значение водопоглощения, %	Снижение водопоглощения, %
1	5,49	-
2	5,14	6,4
3	5,21	5,1
4	5,86	-
5	5,14	12,2
6	5,33	9,0

Анализ результатов таблицы № 4 показывает, что водопоглощение бетонных образцов с добавкой «Кальматрон» снизилось от 5,1% до 12,2% в зависимости от состава бетона и расхода добавки.

Водонепроницаемость бетона определялась на образцах цилиндрах диаметром 150 мм по ГОСТ 12730.5, метод «мокрого пятна». Водонепроницаемость бетонных образцов с добавкой «Кальматрон» увеличилась на 1–2 марки с W8 до W10–W12.

Морозостойкость бетона определялась на образцах-кубах 100×100×100мм по ГОСТ 10160.2-95, третий метод. Составы № 1, № 3, № 4 соответствуют марке по морозостойкости F150, а составы № 2, № 5, № 6 соответствуют F200.

В результате эксперимента была изготовлена тридцать одна виброгидропрессованная труба. Восемь труб содержали добавку «Кальматрон». Контрольные трубы испытывались избыточным давлением в 1,2 МПа, основные с добавкой «Кальматрон» давлением 1,4 МПа. Гидростатические испытания труб проводили постепенным повышением давления на 0,1–0,25 МПа в минуту до указанных значений и выдерживали под испытательным давлением в течение 10 минут. Трубы считаются выдержавшими испытания на водонепроницаемость, если к моменту его окончания на поверхности труб не будет обнаружено фильтрации воды, в виде влажных пятен, капель или течи. Результаты испытаний труб приведены в таблице № 5.

Таблица 5 – Результаты гидростатического испытания труб

№ состава	Количество труб		Испытательное давление, МПа	Результаты испытаний, количество труб
	Контрольных	С добавкой «Кальматрон»		
1	23	-	1,2	21
			1,0	1
			0,8	1
2	-	8	1,4	8

Проведенные исследования по использованию состава «Кальматрон» в качестве кольматирующей добавки в бетон показали, что химические реагенты равномерно распределяются в объеме бетонной смеси на стадии приготовления, растворяются в воде затворения и вступают в химические реакции с активными составляющими цемента. В результате формируются сложные соли, способные создавать нерастворимые кристаллогидраты. Их образование происходит постепенно, с меньшей скоростью, чем реакции гидратации цемента, поэтому сеть новообразованных кристаллов заполняет капилляры, микротрещины и поры бетона. При этом кристаллы являются составной частью структуры бетона и оказывают влияние на его физико-механические свойства [6].

**Заключение.** Процесс формирования кристаллов приостанавливается в результате снижения влажности бетона. Во время эксплуатации конструкции, например, при увеличении гидростатического давления, химическая реакция кристаллообразования возобновляется, в результате чего повышится водонепроницаемость бетона, что позволяет изготавливать виброгидропрессованные трубы со стабильным показателем напорности [5].

В последующем, предприятие «Спецжелезобетон» (г. Михашевичи) выпустило промышленную партию указанных труб с применением добавки «Кальматрон».

#### Список цитированных источников

1. 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.: РИФ «Роза мира», 2007 – С. 338–343.

2. Полейко, Н.Л., Осос, Р.Ф., Полейко, Д.Н. Применение гидрофобизатора типа «Кальматрон» в производстве железобетонных труб методом виброгидропрессования // Материалы докладов Международной научно-технической конференции «Наука и технология строительных материалов: состояние и перспективы развития» – М.: БГТУ, 2005. – С. 216–219.

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

4. Полейко, Н.Л., Осос, Р.Ф., Полейко, Д.Н. Структура порового пространства бетона с добавкой «Кальматрон» // Сборник статей Международного научно-практического семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь» – Мн.: БНТУ, 2006. – С. 126–131.

5. Журавский, С.В., Полейко, Н.Л., Осос, Р.Ф., Полейко, Д.Н. Гидроизоляционная и антикоррозийная защита объектов промышленного и гражданского строительства составом «Кальматрон» // Архитектура и строительство. – 2006 – № 4. – С. 106–108.

6. 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.: РИФ «Роза мира», 2007 – С. 377–383.

УДК 691.54

## ПЛАСТИЧЕСКАЯ ПРОЧНОСТЬ ЦЕМЕНТНОГО ТЕСТА, ТВЕРДЕЮЩЕГО ПОД ВОДОЙ

Федорович П.Л., Якимович В.Д.

**Введение.** Необходимость в разработке единой теории твердения минеральных вяжущих веществ, на наш взгляд, уже давно переросла из категории настоятельной 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: кристаллизационной и топохимического твердения с различными вариациями. Однако стройности, под которой подразумевается возможность объяснения поведения цемента от момента затвердения его водой до получения камня, ни одна 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-дерваальсовых сил “ближнего и дальнего действия”, “центров кристаллизации” (это в среде с огромными насыщениями и значениями  $RH$  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), опойтельными ссылками на двойной электрический слой, который с удовольствием регистрируют, но ... никуда не "придельывают", 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 диагноз?

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.

О теории твердения минеральных вяжущих. 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 превосходит 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 гельмогельцевого монослоя одного знака и "размытого" штерновского с противоположным знаком.

В отношении цемента это и есть "солюватная" 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 "солюватный слой – свободная вода". Солюватированные 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 уравновесит 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=0,876НГ, объясняется лишь тем, что во втором случае, при недостатке воды и образовании в тесте воздушной прослойки, мы получаем границу раздела фаз "солюватный слой – воздух", мера свободной энергии которого (поверхностное натяжение) намного выше границы "солюватный 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.

Методика проведения исследований. Испытания проводились на ПЦ 500 Д0, изготовленном ОАО «Красносельскстройматериалы».

Характеристики:  $K_{нр}=0,2725$ ; 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.

**Результаты экспериментальных исследований**

1. Сроки схватывания цементного теста.

Результаты испытаний по определению сроков схватывания цементного теста приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Сроки схватывания цементного теста

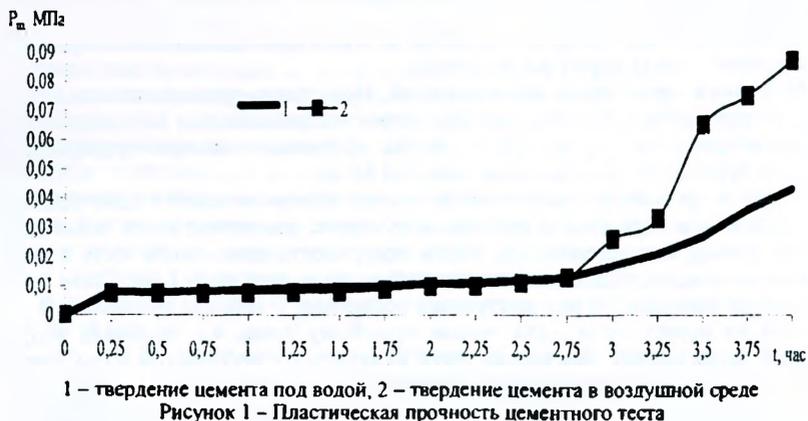
	в воздушной среде	под водой
$H_{сх}$	3ч 08мин	3ч 08мин
$K_{сх}$	4ч 38мин	5ч 14мин

## 2. 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



## Выводы:

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.

2. Из полученных данных видно, что процессы структурообразования цементного теста в воде и в воздушной среде незначительно отличаются в начальные сроки ( $\approx 24$  45 мин), 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 пролонгирующую гидратацию, имеет постоянную подпитку водой, что поддерживает наличие раздела "сольватный слой — вода" и занижает значение пластической прочности системы.

#### Список цитированных источников

1. Ахвердов, И.Н. Высокопрочный бетон. — М., 1961. — 163 с
2. Методы исследования цементного камня и бетона / Под редакцией З.М. Ларионовой-И. Стройиздат, 1970 — 159 с
3. Якимович, В.Д. Аэротермоактивация цемента и наполнителей в бетонах: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук 1979 / В.Д. Якимович — Мн., 1990 — 173 с
4. Цементы. Методы определения нормальной плотности, сроков схватывания и равномерности изменения объема ГОСТ 310.3-76. — Введ. 01.01.78 — Москва / Министрство промышленности строительных материалов СССР, государственный комитет СССР по делам строительства, Министерство энергетики и электрификации СССР, 1978. — 9 с.

ДК 69.057.5:532.11:691.327

### РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ БЕТОННОЙ СМЕСИ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ ОПАЛУБКУ СТЕН И КОЛОНН В ПРОЦЕССЕ БЕЗВИБРАЦИОННОЙ УКЛАДКИ

Марковский М.Ф.

**Введение.** Боковое давление бетонной смеси на вертикальные стенки опалубки является проблемой, которая, начиная с начала XX-го столетия, постоянно исследуется, разрабатываются расчетные модели и сравниваются с экспериментальными данными. Однако и до настоящего времени не разработаны бесспорные методики расчета бокового давления бетонной смеси на опалубку. Сооружительские и эмпирические подходы дают разноречивые результаты.

В связи с возрастанием интенсивности бетонных работ и всего строительства, особая роль принадлежит опалубочной технике, стоимость которой может достигать 30–40% стоимости монолитных конструкций. Поэтому весьма важно, чтобы нагрузка на опалубку определялась более точно по нескольким причинам. Во-первых, современные высокие темпы возведения монолитных конструкций диктуют требования к повышенной несущей способности опалубки. Во-вторых, ошибки в подсчете давления на опалубку, особенно заниженные его значения, приводят к чрезмерной деформации опалубки и нарушению качества лицевых поверхностей бетона, а то и к аварийным ситуациям. И, наконец, расчет давлений на опалубку закладывается в реальные технологические параметры процесса возведения конструкций с тесной увязкой с сопутствующими технологиями арматурных и бетонных работ.

Анализ расчетных методов определения бокового давления на опалубку. К разработке расчетных методов многие ученые смогли приступить лишь тогда, когда появилась возможность более или менее точно измерить давление и изучить характер нагрузок, вызываемых давлением бетонной смеси на опалубку.

В 1965 г. Х. Эртингсхаузен [1] провел всеохватывающий обзор опубликованных экспериментальных данных (более 30 работ), в котором изложены различные подходы к оценке давления и установлению факторов, влияющих на боковое давление бетонной смеси на опалубку. Ноак, Р. Хофман, С. Маклин и др. [1] при оценке испытаний воспользовались законом бокового давления грунта.

Обстоятельная работа, проведенная С. Родиныным в 1952 г. [1], содержит многочисленные описания испытаний, результаты измерений и оценки. Им установлено, что главными факторами давления на опалубку являются: скорость укладки бетонной смеси; температура бетонной смеси; метод уплотнения (вибрация или вручную); время схватывания бетонной смеси; состав и консистенция смеси; размер и форма опалубки.

Анализируя различные результаты измерений, он приходит к выводу, что вследствие влияния многих факторов боковое давление бетонной смеси на опалубку возможно отобразить лишь с применением эмпирических формул. Максимальное давление ( $P_{max}$ ) для вибрируемой бетонной смеси для всех скоростей бетонирования ( $V$ ) определяется по следующей формуле:

$$P_{max} = 39,2\sqrt[3]{V}, \text{ кН/м}^2. \quad (1)$$

По М. Шпехту [2] для бетонных смесей обычного состава от жесткой до пластичной консистенции максимальное давление равно

$$P_{max} = 7,5V + 21, \text{ кН/м}^2. \quad (2)$$

Т.А. Харрисон предлагает оценивать давление на опалубку через поровое давление в бетонной смеси ( $u$ ) и доли напряжения ( $\sigma$ ), воспринимаемого заполнителем смеси ( $\lambda$ ) [5]

$$P = u + \lambda\sigma. \quad (3)$$

Следует отметить, что процесс исследования теории и практики расчета бокового давления бетонной смеси на опалубку не завершен, чему свидетельствуют многочисленные публикации по этой теме в зарубежной печати. Особенно отчетливо эта проблема обостряется при применении высокоподвижных и самоуплотняющихся смесей.

Таким образом, несмотря на все многочисленные усилия, приходится ограничиваться только приближенными значениями, которые пригодны для практических целей только в ограниченных пределах. Это обстоятельство является типичным при попытке комплексной оценки бокового давления бетонной смеси на опалубку, когда результаты прежних испытаний подвергаются каждый раз сомнению и проверке в последующих опытах.

Распределение давления бетонной смеси на вертикальную опалубку стен и колонн. Проблема расчета бокового давления бетонной смеси на опалубку многофакторна и сложна и требует тщательных теоретических методов решения. На наш взгляд, методы реологии бетонных смесей открывают широкие возможности для решения прикладных технологических задач, включая и распределение давления бетонной смеси на опалубку. Белорусская научная школа внесла существенный вклад в технологическую механику бетона [6, 7, 8].

Теоретическое исследование процесса заполнения опалубки бетонной смесью начинаем с протейших участков стены с вертикальными опалубками. За-

дачи о распределении давления при нагнетании снизу бетонной смеси в плоскопараллельное пространство с вертикальными стенками ранее рассматривались Н.П. Блещиком и его учениками. Выбор той или иной расчетной модели бокового давления бетонной смеси на опалубку для решения конкретных технологических задач связан с компромиссом между простотой решения и реалистичностью, достигнуть которого на практике, однако, удастся редко. Правильный учет явлений, происходящих как в самой бетонной смеси, так и на контакте с опалубкой, невозможен без учета реологических свойств бетонной смеси с учетом временного фактора.

Рассмотрим случай безвибрационной укладки высокоподвижной бетонной смеси в вертикальную прямоугольную опалубку размером в плане  $L \times a$  или в круглую опалубку радиусом  $r$  (рис. 1). Далее мы используем координаты  $z$  по направлению ширины  $L$ ;  $y$  по направлению толщины  $a$ ; вертикальное направление  $x$  направлено вниз. Верх бетона - о плоскость  $x = 0$ ; стены опалубки - это плоскости  $z = \pm \frac{L}{2}$  и  $y = \pm \frac{a}{2}$ .

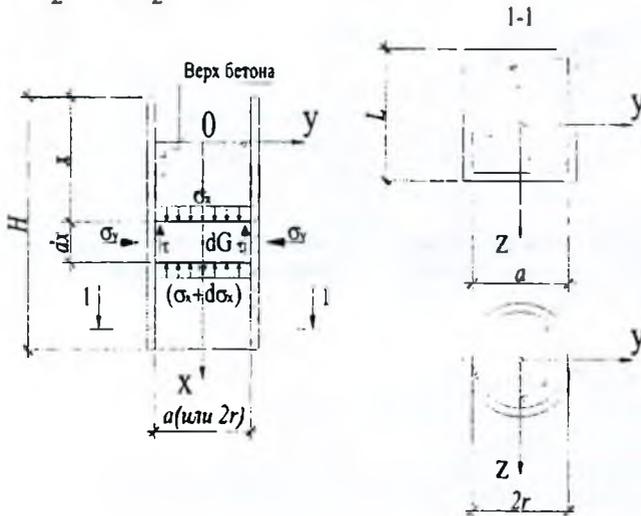


Рисунок 1 - Расчетная схема для определения давления бетонной смеси на вертикальную прямоугольную и круглую опалубку

Приняты следующие предпосылки и допущения:

- в опалубке отсутствует арматура;
- бетонная смесь представляет несжимаемую квазиоднородную среду;
- опалубку рассматриваем как абсолютно жесткую без учета ее деформаций и

перемещений ( $u$ ), т.е.  $u_x(x, y, \pm \frac{L}{2}) = u_y(x, \pm \frac{a}{2}, z) = 0$ ;

- влияние вибрации при послойной укладке не учитываем.

Поведение бетонной смеси в объеме и в пристенном слое в общем виде аппроксимируем средой Бингама

$$\tau = \tau_{св} + \eta \dot{\gamma}, \quad (4)$$

где  $\tau$  – касательное напряжение;

$\tau_{0,св}$  – предельное напряжение сдвига (предел текучести) бетонной смеси в объеме;

$\eta$  – вязкость смеси;

$\gamma$  – градиент сдвига.

Поскольку процесс течения смеси в этой задаче не рассматривается, можно принять

$$\tau = \tau_{0,св}. \quad (5)$$

Вследствие того, что вертикальное сечение опалубки осесимметричное, выделенный элемент смеси под действием сил давления, собственного веса и реакций стенок опалубки находится в состоянии предельного равновесия.

Взаимодействие бетонной смеси с опалубкой происходит через пристенный слой, образованный в результате дислокации структуры. Касательное напряжение на стенке опалубки принимаем по формуле (6)

$$\tau = \tau_{0,пс}, \quad (6)$$

где  $\tau_{0,пс}$  – начальное предельное напряжение сдвига бетонной смеси в пристенном слое.

Необходимо отметить, что при таком подходе касательное напряжение сдвига у стены опалубки имеет значение между 0 и  $\tau_{0,пс}$ , в зависимости от местной деформации сдвига смеси. Однако в случае бетонной смеси эта деформация сдвига может возникнуть, когда материал слегка уплотняется под своим собственным весом. В работе [9] показано, что экспериментальные замеры деформации сдвига у стенки опалубки составляют величину порядка 0,003. И этого достаточно для полной мобилизации напряжения сдвига, т.к. критическая деформация цементного геля имеет порядок 0,0001. Поэтому допущение, что предельное напряжение сдвига в пристенном слое полностью мобилизуется, является верным.

Дифференциальное уравнение равновесия элементарного объема смеси (см. рис. 1) имеет вид

$$\frac{d\sigma_x}{dx} = \gamma_{св} - \tau_{0,пс} \cdot \frac{P}{S}, \quad (7)$$

где  $\sigma_x$  – вертикальное давление;

$\gamma_{св}$  – средняя плотность бетонной смеси;

$P$  – периметр опалубки;

$S$  – площадь горизонтального сечения опалубки.

Решая дифференциальное уравнение при граничных условиях  $x=0, \sigma_x=0$ , находим

$$\sigma_x = (\gamma_{св} - \tau_{0,пс} \cdot \frac{P}{S}) \cdot x. \quad (8)$$

Для подвижных бетонных смесей, коэффициент бокового давления бетонной смеси ( $\xi_1$ ) принимает вид

$$\xi_1 = \frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \tau g^2 (4S^2 - \frac{P^2}{2}). \quad (9)$$

Определение многих реологических параметров бетонной смеси в настоящее время все же затруднено из-за возникающих проблем реометрического характера и отсутствием общепринятых методик их измерения. Проблема измерения реологических параметров от времени твердения бетонной смеси и ее температуры еще более усугубляется. Поэтому в работе в дальнейшем мы оперируем с коэффициентом бокового давления бетонной смеси, который широко используется многими исследователями.

Коэффициент бокового давления или параметр Янсена, который используется для описания поведения зернистого материала в бункерных устройствах обусловлен коэффициентом Пуансона.

Используя выражения (8) и (9), находим формулы для определения бокового давления бетонной смеси для прямоугольной опалубки колонн

$$\sigma_p = \sigma_s = \xi_o \cdot \left[ \gamma_{cu} - 2 \cdot \tau_{o,nc} \cdot \left( \frac{1}{a} + \frac{1}{L} \right) \right] \cdot H. \quad (10)$$

Максимальное боковое давление бетонной смеси ( $\sigma_v^{max}$ ) при одновременной безвибрационной укладке на всю высоту опалубки  $H$  определяют по следующим формулам:

- для прямоугольной опалубки

$$\sigma_v^{max} = \sigma_s = \xi_o \cdot \left[ \gamma_{cu} - 2 \cdot \tau_{o,nc} \cdot \left( \frac{1}{a} + \frac{1}{L} \right) \right] \cdot H; \quad (11)$$

- для квадратной опалубки колонн

$$\sigma_v^{max} = \xi_o \cdot \left( \gamma_{cu} - \frac{4 \cdot \tau_{o,nc}}{a} \right) \cdot H; \quad (12)$$

- для круглой опалубки колонн

$$\sigma_v^{max} = \xi_o \cdot \left( \gamma_{cu} - \frac{2 \cdot \tau_{o,nc}}{r} \right) \cdot H; \quad (13)$$

- для опалубки стены

$$\sigma_v^{max} = \xi_o \left( \gamma_{cu} - \frac{2 \cdot \tau_{o,nc}}{a} \right) H. \quad (14)$$

Формулы справедливы при одновременном бетонировании подвижных смесей на всю высоту опалубки без вибрации, что часто имеет место на практике и, особенно, при возведении колонн. Распределение бокового давления по высоте носит линейный характер, близкий к гидростатическому давлению.

Коэффициент  $\xi_o$  определяют экспериментально в начальный период твердения (укладки) бетонной смеси. Величину  $\tau_{o,nc}$  также определяют экспериментально в этот же период времени для конкретного состава бетонной смеси и определенного вида лицевой поверхности опалубки.

При наличии в бетонной смеси вовлеченного воздуха она может сжиматься и повлиять на коэффициент  $\xi_o$ . В работе [9] было показано, что содержание воздуха ( $\varphi$ ) в смеси оказывает влияние на коэффициент бокового давления

$$\xi_o = \frac{6 + \varphi}{6 + 10 \varphi}, \quad (15)$$

где  $\varphi$  – относительный объем вовлеченного воздуха в смеси.

При  $\varphi = 0,02$  (2%) получаем  $\xi_o = 0,971$ , а при  $\varphi = 0,04$  (4%) –  $\xi_o = 0,945$ . Поэтому при наличии вовлеченного воздуха в бетонной смеси давление на опалубку может быть на 5÷10% ниже гидростатического.

Введем понятие относительного бокового давления  $\sigma'$  – отношение бокового давления к гидростатическому давлению бетонной смеси. При одновременной укладке бетонной смеси на всю высоту опалубки относительное боковое давление в таком случае следующее:

- для прямоугольной опалубки

$$\sigma' = \frac{\sigma_s}{\gamma_{cu} \cdot H} = \xi_o \cdot \left[ 1 - \frac{2 \cdot \tau_{o,nc}}{\gamma_{cu}} \cdot \left( \frac{1}{a} + \frac{1}{L} \right) \right]; \quad (16)$$

– для квадратной опалубки колонн

$$\sigma' = \xi_{\sigma} \cdot \left( 1 - \frac{4 \cdot \tau_{\text{отс}}}{\gamma_{\text{св}} \cdot a} \right); \quad (17)$$

– для круглой опалубки колонн

$$\sigma' = \xi_{\sigma} \cdot \left( 1 - \frac{2 \cdot \tau_{\text{отс}}}{\gamma_{\text{св}} \cdot r} \right); \quad (18)$$

– для опалубки стены

$$\sigma' = \xi_{\sigma} \cdot \left( 1 - \frac{2 \cdot \tau_{\text{отс}}}{\gamma_{\text{св}} \cdot a} \right). \quad (19)$$

Эти отношения могут объяснить экспериментальные наблюдения. Они действительно прогнозируют понижение бокового давления в опалубках с малым поперечным сечением (низкое значение  $a, r$ ).

**Заключение.** Боковое давление высокоподвижных бетонных смесей на вертикальную опалубку стен и колонн при безвибрационной укладке зависит от реологических параметров бетонной смеси в начальный период и геометрических параметров опалубки. Распределение давления по высоте опалубки носит линейный характер, близкий к гидростатическому.

#### Список цитированных источников

1. Ertingshauen H. Über den Schalungsdruck von Frischbeton – Hannover: Technische Hochschule, 1965. – 98 s.
2. Specht, M. Der Frischbetondruck nach DIN 18218 – die Grundlagen und Wichtigsten Festlegungen // Bautechnik (58) – 1981 – № 8. – S. 215–291.
3. Gardner N I., Ho P T.-I. Lateral Pressure of Fresh Concrete // ACI Journal, Proceedings. – V 76, № 7, July – 1979. – P. 809–820.
4. ACI 347 R Guide to Formwork for Concrete // ACI Structural Journal / September – October – 1988. – p p. 530–562.
5. Harrison, T.A. Formwork pressures // Concrete – 17, № 5 – 1983 – P. 27–29.
6. Ахвердов, И.Н. Основы физики бетона – М., 1981 – 464 с.
7. Блещик, И.П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и пресс-вакуумбетона – Минск, 1977. – 232 с.
8. Шалимо, Т.Е., Тулупов, И.И., Марковский, М.Ф. Особенности трубопроводного транспорта бетонных смесей бетононасосами – Мн.: Наука и техника, 1989. – 175 с.
9. Ovarlez G., Roussel N. A Physical Model for the Prediction of Lateral Stress Exerted by Self-Compacting Concrete on Formwork // RILEM Materials and Structures – V 39, № 2. – 2000 – P. 269–279.

УДК 624.072

## ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЭКОЛОГИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПОЛИГОНОВ ТБО НА ТЕРРИТОРИИ ПЕРМСКОГО КРАЯ ПУТЕМ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОГО РЕГЛАМЕНТИРОВАНИЯ

Максимова С.В., О.И. Ручкинова

**Введение.** Обеспечение экологической безопасности при проектировании, строительстве, эксплуатации и рекультивации полигонов твердых бытовых отходов (ТБО) является одной из актуальных экологических, экономических и социальных проблем любого населенного пункта.

В настоящее время одной из первоочередных задач краевой администрации, администраций муниципальных образований, органов ЖКХ, санитарно-эпидемиологического надзора является разработка отвечающих современным

требованиям Схем санитарной очистки территории муниципальных районов и округов от твердых бытовых отходов.

Полигон захоронения ТБО как основной элемент схемы санитарной очистки определяет эффективность функционирования всей схемы, поскольку объекты захоронения ТБО оказывают негативное воздействие практически на все компоненты окружающей природной среды и здоровье населения.

Полигон твердых бытовых отходов – это комплекс природоохранных сооружений, предназначенный для централизованного сбора, изоляции и обезвреживания отходов, гарантирующий санитарную надежность, с точки зрения охраны окружающей среды, и эпидемиологическую безопасность для населения, обеспечивающий возможность последующего рационального использования территории после закрытия полигона.

Большинство муниципальных объектов захоронения отходов на территории Пермского края не соответствуют определению полигона ТБО [1, с. 15] и, по сути, являясь свалками. Реконструкция старых свалок, локализация их негативного влияния на окружающую среду, строительство новых полигонов невозможно без осуществления градостроительных мероприятий и технических решений, обеспечивающих и гарантирующих экологическую безопасность этих сложных инженерных сооружений на протяжении всего их жизненного цикла. Особое внимание в градостроительной документации по планированию поселений должно уделяться размещению полигонов.

Нормативная база для проектирования полигонов ТБО в РФ развивается медленно, базируется в основном на зарубежном опыте, который зачастую не соответствует специфике образования, сбора и движения отходов в РФ; недостаточен практический опыт проектирования, строительства и эксплуатации систем сбора фильтрационных вод, дегазации, отсутствуют типовые решения и их варианты, применимые для полигонов, обслуживающих населенные пункты с различной численностью населения. Отсутствуют градостроительные регламенты, регулирующие размещение полигонов ТБО, их планировку, обеспечивающую рациональное использование земельного участка и условия передачи его после завершения прisma отходов другим землепользователям.

Проходящая в последние годы реформа системы нормативной документации в строительстве усложняет реализацию необходимых, но дорогостоящих инженерных мероприятий, снижает эффективность государственного регулирования безопасности в строительстве. Проектировщикам все сложнее отстаивать обоснованность принятых решений, отвечающих интересам надежности и безопасности, но противоречащих интересам сиюминутной выгоды. Этому способствует и отсутствие региональных градостроительных нормативов и градостроительных регламентов, обеспечивающих реализацию стратегии устойчивого развития в Схемах территориального планирования развития административных районов и генеральных планах муниципальных образований.

Анализ мировой и отечественной практики градостроительного и технического регулирования, применения нормативной документации при проектировании, экспертизе проектной документации, архитектурно-строительном надзоре и надзоре при эксплуатации объектов свидетельствует о том, что принятие государственных законодательных актов без развертывания основных положений в нормативных документах, отражающих местные условия, не позволяет в полной мере осуществить соблюдение требований безопасности на всех стадиях строительства и эксплуатации объекта.

В соответствии с планом разработки градостроительной документации Министерства регионального развития Пермского края нами вместе с авторским

коллективом был разработан проект «Регионального норматива градостроительного проектирования по размещению, проектированию и строительству полигонов ТБО на территории Пермского края» (далее «Региональный градостроительный норматив»).

Региональный градостроительный норматив направлен на создание условий для реализации требований Градостроительного кодекса и «Закона о техническом регулировании» в области экологической безопасности при размещении, проектировании, строительстве, эксплуатации и рекультивации полигонов ТБО, совершенствования совокупности действующих нормативных документов, носящих, согласно Закону о техническом регулировании, рекомендательный характер и не охватывающих в полном объеме все особенности существующих полигонов, в частности, связанные со спецификой демографических, климатических, геологических и экономических условий Пермского края.

При отсутствии технического регламента на строительство полигонов ТБО на федеральном уровне региональный норматив содержит необходимые требования, обеспечивающие безопасность объекта для окружающей среды и человека на всех стадиях его жизненного цикла.

**Заключение.** При разработке норматива учтены следующие особенности объекта градостроительного регулирования:

- сооружение предназначается для использования и эксплуатации в течение длительных сроков, не менее 20 лет;
- основные параметры полигона, определяющие его экологическую безопасность рассчитываются на весь срок службы полигона;
- оценка и подтверждение соответствия полигона требованиям безопасности осуществляется в процессе его эксплуатации, а также в рекультивационный и пострекультивационный период;
- градостроительная документация на строительство полигонов ТБО подвергается экспертизе на соответствие обязательным градостроительным требованиям, установленным в утвержденной градостроительной документации в соответствии с Градостроительным кодексом;
- оценка соответствия полигона ТБО требованиям норматива выполняется на основании результатов геоэкологического мониторинга;
- надзор за соответствием требованиям осуществляется в процессе выбора земельного участка, строительства, эксплуатации и рекультивации полигона.

Норматив включает:

- основные требования к размещению полигонов в Пермском крае;
- основные требования к планировочной организации и планировочной структуре полигона;
- требования к обеспечению взрыво-пожаробезопасности и предотвращению экологических воздействий;
- перечень основных сооружений, обеспечивающих охрану окружающей среды;
- методику расчета земельных участков под полигон ТБО;
- условия передачи полигонов, закрытых для приема отходов другим землевладельцам.

#### **Список цитированных источников**

1. Состояние и охрана окружающей среды г. Перми в 2005 г. Справочно-информационные материалы / Муниципальное управление по экологии и природопользованию – Пермь, 2006. – 74 с.

2 Инструкция по проектированию и эксплуатации полигонов для твердых бытовых отходов АКХ им. К.Д. Памфилова – М., 1996.

3 Экологические требования к проектированию, сооружению и эксплуатации полигонов захоронения (депонирования) твердых бытовых отходов в пределах Пермской области. – Пермь, 1995

4 Пособие по проектированию полигонов захоронения токсичных промотходов (к СНиП 2 01 28-85).

5 СН 2 1 7 722-98. Гигиенические требования к устройству и содержанию полигонов для твердых бытовых отходов

УДК 691.33

## **ФОРМИРОВАНИЕ ПОРИСТОЙ СТРУКТУРЫ В ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ ПЕНОБЕТОНАХ**

**Сидоренко Ю.В., Коренькова С.Ф.**

**Введение.** В последние годы научно-исследовательскими организациями Республики Беларусь и Российской Федерации разработан ряд прогрессивных, экологически безопасных стеновых и теплоизоляционных материалов и изделий, которые отличаются малой энергоемкостью, низкими затратами на создание производства и позволяющие получить строительную продукцию с высокими функциональными свойствами. Среди подобных материалов мелкочтучные стеновые блоки и теплоизоляционные плиты составляют основу современного строительства, а из всех видов материалов к числу экономически недорогостоящих, перспективных и востребованных относятся, в частности, неавтоклавные теплоизоляционные пенобетоны, отличающиеся эксплуатационной совместимостью с большинством конструкционных материалов, экологической и пожарной безопасностью, долговечностью, относительно простой технологией производства и распространенностью применяемого (чаще всего – местного) сырья. Региональное производство данного вида строительной продукции, например, в Самарской области еще находится в начале пути, однако неавтоклавный теплоизоляционный пенобетон уже завоевал себе прочные позиции на отечественном строительном рынке и, безусловно, относится к материалам приоритетных строительных технологий XXI века. Применение теплоизоляционного пенобетона сейчас связано с реализацией строительства жилья малой и средней этажности, жилых домов индивидуальной планировки для нескольких семей в городской среде и сельской местности.

В современных научных разработках специалистов еще остаются открытыми вопросы, затрагивающие теоретическое обоснование механизма потери устойчивости пенобетонных смесей с учетом гидродинамических факторов. Исследование этих факторов является одной из первоочередных задач в области теоретических аспектов структурообразования пен и пенобетонов. Их решение будет способствовать созданию и развитию эффективных технологий производства пенобетона с улучшенными строительно-техническими характеристиками; позволит расширить область применения пенобетонов, создать предпосылки для развития нового направления – наполненных пенобетонов. Таким образом, разработка предложений для решения проблемы стабилизации “легкой” пенобетонной смеси, мероприятий по совершенствованию технологии

производства изделий из неавтоклавногo теплоизоляционного пенобетона приобретают в настоящее время востребованность и актуальность.

В целом перечисленные проблемы определили объект, предмет, цель данного исследования.

Объект исследования – пенобетонная смесь на цементном вяжущем.

Предмет исследования – механизм потери устойчивости “легкой” пенобетонной смеси и влияние различных факторов на этот процесс.

Цель работы: разработка основ формирования капиллярно-пористой системы в процессе смешения компонентов “легкой” пенобетонной смеси; анализ методов, улучшающих устойчивость и структуру “легких” пенобетонных смесей.

Пенобетоны, изготовленные по литьевой технологии, имеют в своем составе слабо связанную воду, и процесс ее перераспределения начинается после укладки пенобетонной смеси в форму. Вода скапливается в нижней части воздушных включений, увеличивая обводненность тех частиц твердой фазы, которые находятся в прилегающей межпоровой перегородке. В момент, когда концентрация слабо связанной воды достигает некой критической величины, образуется бесконечный кластер по водной составляющей (см. рис. 1), вода под действием сил гравитации устремляется на поддон, пленки становятся тоньше, лопаются, и происходит расслоение: газовая фаза устремляется вверх, твердые частицы вниз, на поддон формы, что в конечном итоге приводит к расслоению и осадке пенобетонной смеси [1, 2].

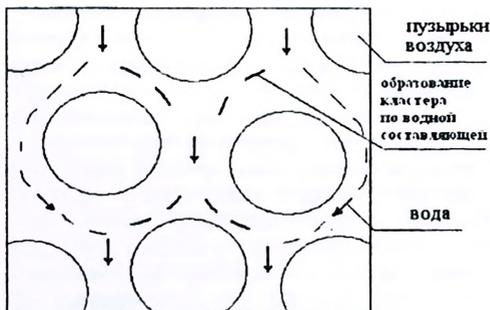


Рисунок 1 – Схема истечения пленочной воды по каналу Гиббса – Плато

Качественно время жизни пены зависит от скорости утонения, устойчивости тонких пленок по отношению к испарению и механическим сотрясениям, включая колебания, передаваемые через массу пены при разрыве перегородок между ячейками и резком сдвиге стенок соседних ячеек.

Существенное влияние на усадку отформованной смеси также оказывает водотвердое отношение В/Т. При его снижении практически весь объем жидкой фазы сравнительно равномерно заполняется твердыми частичками, и отсутствуют объемы жидкой фазы без присутствия твердой. Напротив, при увеличении водотвердого отношения упаковка твердых частичек в объеме жидкой фазы уже не в состоянии “забронировать” весь свободный объем межпленочной жидкости. В результате уменьшается устойчивость воздушных пузырьков и происходит осадка смеси.

Также важен процесс смешения компонентов пенобетонной смеси [59, 68, 74]. С точки зрения гидродинамики, интересен кавитационный принцип вовлечения воздушных прослоек. Процесс кавитации в смесителе возможен при высоких скоростях перемешивания смеси лопастями мешалки. При прохождении потока жидкости около перемешивающей лопасти, в соответствии с уравнением Бернулли:

$$p_0 + \frac{1}{2} \rho v_0^2 = p_1 + \frac{1}{2} \rho v_1^2 = p_2 + \frac{1}{2} \rho v_2^2 = const,$$

где  $p$  – давление,  $\rho$  – плотность,  $v$  – скорость, увеличение скорости приводит к уменьшению гидростатического давления и, в конечном итоге, к нарушению сплошности, образованию каверны, которая схлопывается в виде газового пузыря. Очевидно, что размер образующихся пузырей также зависит от окружной скорости, вязкости обтекающей неньютоновской среды, от запаса газа, растворенного в жидкости.

Таким образом, к числу гидродинамических факторов, оказывающих влияние на газовую фазу пенобетонов, следует отнести:

- скоростной режим перемешивания,
- окружную скорость на конце лопасти мешалки и процесс кавитации,
- вязкость неньютоновской среды и др.

Среди поверхностных факторов, действующих на процессы структурообразования пенобетонов, необходимо отметить:

- В/Т отношение,
- поверхностное натяжение,
- кратность пены и ее сопротивление механическому воздействию,
- электрокинетический потенциал и др.

Процессы в твердо-газо-жидкостных системах (пенобетонах) существенно отличаются от твердо-жидкостных: взаимодействием твердой и газовой фаз, приводящим как к дроблению газовой фазы, так и к ее минерализации и упрочнению; стесненностью фаз; влиянием поверхностных факторов; существенным влиянием гидродинамических полей на формирование структуры пористого композита и т.д.

Проведенный анализ работ показал, что не существует четких подходов и принципов формирования моделей для разных технологических переделов, учитывающих структуру потоков смешивающихся фаз и межфазный обмен импульсами. Имеющиеся методы моделирования пока применимы только для частных случаев двухфазных систем.

**Формирование структуры пенобетонной смеси.** Процесс формирования структуры пенобетонной смеси является нестационарным и связан с явлениями перераспределения фаз, их агрегацией, дроблением, межфазным взаимодействием. Отдельные фазы имеют сильно развитую поверхность. Поступление воздуха в процессе смешивания компонентов чаще всего осуществляется за счет барбатажа пенобетонной смеси перемешивающим устройством (лопастной мешалкой) и вдуванием пенной струи в смеситель. В первом случае вовлечение воздуха происходит за счет вихрей, образующихся в процессе перемешивания. В результате падения давления к центру вихря и замыкания его на свободных поверхностях происходит подсос воздушной массы и вовлечение ее в толщу среды. Вторым фактором при этом служат кавитационные процессы, происходящие на лопастях при больших угловых скоростях движения мешалки. Во втором случае, то есть при пневматической подаче воздушной струи под воздействием сильных градиентов полей скоростей фаз происходит дробление воздушных объемов на более мелкие объемы.

В индукционном периоде подготовки пенобетонной смеси смесь представляет собой 3-фазную газобетонную систему взаимодействующих континуумов: жидкого, твердого и газообразного [1–3]. Особенностью такой структуры являются нелинейность процесса, существенная неоднородность полей концен-

траций и скоростей фаз, сложность динамики многофазной среды и их взаимодействий. В технологии легких пенобетонов предложено немало методов стабилизации структуры – применение пластификаторов, введение армирующих элементов, предварительная гидратация цемента, но наиболее эффективным и простым способом является применение микронаполнителей и уменьшение дисперсности твердой фазы, что ведет к повышению упруго-вязких свойств межпоровой перегородки.

Потерю устойчивости легкого пенобетона можно рассматривать на микроуровне и макроуровне. Решение второй задачи позволило бы, на наш взгляд, определить количественную теоретическую скорость расслоения пенобетонной смеси и выявить влияние на нее различных факторов.

Наш анализ влияния гидродинамических факторов на процесс устойчивости смеси (в индукционном периоде) указывает на малое количество работ в данной области. Так, например, Шаховой Л.Д. и др. исследователями предлагается решать эту задачу в рамках 3-х фазной системы, но лишь по условию равновесия поры в пеноцементной смеси.

Трудность моделирования 3-фазных систем связана с оценкой межфазных взаимодействий по границам фаз. Учитывая это, мы предлагаем рассматривать 2-фазную модель, состоящую из смеси (жидкой и твердой фазы) и газотвердой фазы (пузырьковой минерализованной фазы). Действительно, при формировании структуры легкого пенобетона газовая фаза является тем каркасом, на котором концентрируется твердая фаза (явление бронирования). Твердая фаза, кроме того, удерживается в области газовой поры связанной водой. Так образуется комбинированный кластер из газовой поры (пузыря), твердых частиц и связанной воды. Подобные кластеры и образуют пористую систему, по каналам Плато которой истекает свободная вода.

Равновесный диаметр газотвердого кластера (рис. 2) [4] определяется равенством давлений:

$$P_w = P_L + P_T + P_n,$$

где  $P_w$  – избыточное давление воздуха внутри пузырька радиусом  $r$  с поверхностным натяжением  $\sigma$ ;  $P_L$  – капиллярное давление пенной пленки;  $P_T$  – давление, обусловленное упруговязкими свойствами цементной составляющей, находящейся в межпоровом пространстве;  $P_n$  – давление вязкого деформирования, действующего по всей поверхности поры.

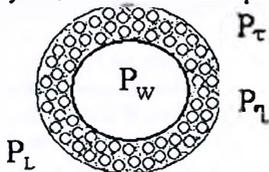


Рисунок 2 – Схема комбинированного кластера

Присоединение твердых частиц к кластеру будет определяться балансом Ван-дер-Ваальсовой, электростатической, расклинивающей составляющими межчастичного взаимодействия, кинетической энергией присоединенной частицы.

Предложенная схема позволяет применить традиционный подход к разрушению пены – движение фронтов по жидкой и газовой фазам – и сформировать математическую модель процесса для изотермических условий [2, 3]. Для формируемой модели будем считать справедливыми требования изотермичности, монодисперсности фаз и т.д.

Уравнения сохранения массы [2]:

$$\frac{\partial \rho_1}{\partial \tau} + \operatorname{div}(\rho_1 V_1) = -I_{12}^I + I_{21}^I - I_{11}^{II} + I_{11}^{II*}, \quad (1)$$

$$\frac{\partial \rho_2}{\partial \tau} + \operatorname{div}(\rho_2 V_2) = I_{12}^I - I_{21}^I - I_{21}^{II} + I_{21}^{II*}. \quad (2)$$

Уравнение изменения импульса несущей фазы [2]:

$$\rho_1 \alpha_1 \frac{dV_1}{dt} = \operatorname{div} \sigma_1 - F_{21} + \rho_1 g + (V_2 - V_1) \sum I_{12}^{II*}. \quad (3)$$

Уравнение изменения импульса для дисперсной фазы [2]:

$$\rho_2 \alpha_2 \frac{dV_2}{dt} = \operatorname{div} \sigma_2 - F_{12} + \rho_2 g + (V_2 - V_1) \cdot \sum I_{21}^{II*}. \quad (4)$$

Для упрощения пренебрегаем в математической модели эффектами физико-химической природы (электрокинетические явления, адсорбция ПАВ, смачиваемость поверхностей и т.п.). Система уравнений (1–4) после упрощений примет вид [2]:

$$\frac{\partial}{\partial z} (\alpha_1 V_{1z}) = I_{12}^{II*}, \quad (5)$$

$$\frac{\partial}{\partial z} (\alpha_2 V_{2z}) = -I_{12}^{II*}, \quad (6)$$

$$0 = \frac{\partial \sigma_1}{\partial z} - f_{12}(V_{1z} - V_{2z}) + \rho_1 g + I_{21}^{II*}(V_{1z} - V_{2z}), \quad (7)$$

$$0 = \frac{\partial \sigma_2}{\partial z} + f_{12}(V_{1z} - V_{2z}) + \rho_2 g - I_{12}^{II*}(V_{1z} - V_{2z}), \quad (8)$$

$$f_{12} - f_{21}.$$

Последние слагаемые в уравнениях (7) и (8) являются приращениями импульсов фаз за счет перехода связанной воды из фазы 2 в вязкую жидкость фазы 1. Для завершения формирования вышеприведенной модели необходимо добавить граничные условия, основываясь на данных [2, 3]:

- для верхней границы – скорость поступления свободной жидкости к верхней границе равна нулю, то есть  $V_{1z} = 0$ ;
- на нижней границе раздела жидкости и пенной структуры концентрация дисперсной фазы минимальна, то есть  $\alpha_2 \rightarrow \min$ .

**Заключение.** Дальнейшие уточнения и реализация предложенной модели позволят определить некоторые технологические данные, влияющие на качество пенобетонной продукции.

#### Список цитированных источников

- 1 Красный, И.М. О механизме повышения прочности бетона при введении микронаполнителей / И.М. Красный // Бетон и железобетон. – 1987. – № 5 – С. 10–11.
- 2 Сидоренко, Ю.В. О подходах к задаче математического моделирования процессов структурообразования пенобетонов / Ю.В. Сидоренко // Моделирование. Теория, методы и средства материалы 5-й Международной научно-практической конференции. – Новочеркасск: Изд-во ЮРГТУ (НПИ), 2005. – Ч. 1. – С. 33–39.
- 3 Сидоренко, Ю.В. Теоретические основы регулирования процессов структурообразования неавтоклавных теплоизоляционных пенобетонов / Ю.В. Сидоренко, С.Ф. Коренькова // Строительный вестник Российской инженерной академии: труды секции “Строительство” Российской инженерной академии – Вып. 8 – М., 2007 – С. 48–49.
- 4 Шахова, Л.Д. Исследования влияния пористой структуры пенобетона на его теплопроводность / Л.Д. Шахова, Е.С. Черноситова, И.Б. Хрулев // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. Научно-теоретический журнал. – 2003 – № 5: Материалы Международного конгресса «Современные технологии в промышленности строительных материалов и стройиндустрии», посвященного 150-летию В.Г. Шухова. – Ч. 1. – С. 195–198.

## КОНТАКТНО-КОНДЕНСАЦИОННЫЕ ПРОЦЕССЫ В ПРЕССУЕМЫХ СИЛИКАТНЫХ СИСТЕМАХ

Сидоренко Ю.В., Коренькова С.Ф.

**Введение.** В связи с наметившимся в последние годы подъемом в области жилищного строительства ученые-материаловеды, строители сталкиваются с решением задач по разработке и вовлечению в производство малоэнергетических, экологически безопасных, обладающих достаточным перечнем технических характеристик строительных материалов и изделий, произведенных на основе местной сырьевой базы регионов. В связи с этим происходит постепенная переоценка, модернизация существующих высокоэнергетических технологий производства различных строительных материалов, в том числе и силикатных мелкоштучных стеновых, отделочно-облицовочных изделий. Процесс автоклавной обработки, необходимый для роста прочности силикатных изделий, требует значительных затрат энергии и делает данную технологию маломобильной в плане управления. Поэтому в 60-е гг. XX века, благодаря В.Д. Глуховскому, Р.Ф. Руновой и другим ученым [1], получила основание к развитию альтернативная неавтоклавная (контактно-конденсационная) технология производства силикатного кирпича, отличающаяся от первоисточника рядом преимуществ.

В данной раздельной технологии исключается автоклавная обработка изделий, однако вводятся новые технологические переделы: подготовка нестабилизированных низкоосновных гидросиликатов кальция (вяжущего) происходит при температуре около  $95...100^{\circ}\text{C}$  в изотермическом реакторе-кристаллизаторе периодического типа, затем осуществляется смешение вяжущего с кварцевым наполнителем до формовочной влажности, прессование изделий при повышенном давлении, далее осуществляется сушка изделий [1-3]. После прессования образуется водостойкий сырец изделия прочностью  $12...15$  МПа. Как было выявлено авторами [1], в основе процессов синтеза искусственного камня находятся не химические явления, а спонтанная упорядоченность системы, когда кинетическая энергия проявляется в виде поверхностных "электромагнитных сил". Склонность к упорядочению имеют материалы нестабильной структуры, в частности, низкоосновные гидросиликаты кальция типа  $(0,8...1,2)\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2\cdot n\text{H}_2\text{O}$  (для приготовления которых применяются известь в комбинации с кремнеземистыми компонентами, например, опокой, диатомитом, трепелом, также возможно использование полевошпатового материала для стекольной промышленности в качестве замены природных аморфных кремнеземистых компонентов). Сушка отпрессованных изделий при  $100...200^{\circ}\text{C}$  способствует переходу остатков гидрата окиси кальция в кристаллическое состояние, прочность изделий увеличивается примерно в  $1,5...2$  раза, что позволяет применять неавтоклавные силикатные изделия  $M 100...300$  в индивидуальном и малоэтажном строительстве, например, для возведения коттеджей, сельских медицинских пунктов для врачей общей практики, загородных сооружений, таунхаусов и т.п.

По сравнению с традиционной автоклавной контактно-конденсационная технология существенно расширяет подмножество управляющих воздействий на систему. Например, для реактора-кристаллизатора изменение гидродинамической обстановки различной интенсивности, температурного режима существенно влияет на процессы растворения, кристаллизации и структурообразова-

ния фаз. На стадии смешения можно вводить разнообразные наполнители, поверхностно-активные вещества, изменять матричную структуру вяжущего, интенсивность перемешивания и т.д.

Следует отметить, что данная неавтоклавная технология в настоящее время недостаточно востребована, хотя в исследовании прессования силикатных (известково-кремнеземистых) нестабильных систем накоплен богатый экспериментальный материал, сдерживаемый рядом следующих особенностей:

- многофазностью системы и взаимозависимостью фаз друг от друга;
- глубокой взаимосвязью между подмножествами структурных и параметрических показателей в процессе эволюции системы;
- образованием в системе большого количества промежуточных метастабильных фаз с различными периодами перекристаллизации;
- наличием в эволюционирующей системе положительных и отрицательных обратных связей, существенно влияющих на кинетику процесса;
- кооперативными и пороговыми явлениями в системе для различных фаз, которые многократно усиливаются с ростом степени дисперсности и т.д.

В ряде работ по рассматриваемой тематике не получил должного освещения механизм контактно-конденсационного твердения, что затрудняет оценку влияния входных, управляющих воздействий на эффективность процесса формования силикатных кирпичей. Отдельные этапы технологической подготовки (получение гидросиликатов кальция в реакторе – кристаллизаторе, их смешивание с заполнителем, формование изделий, сушка отпрессованного сырья и др.) также требуют дополнительной проработки. Критерии оценки склонности материала к контактной конденсации, предложенные авторами безавтоклавной технологии [1], достаточно сложно использовать для оценки технологических объектов, т.к. они не содержат связи с параметрами процесса.

Академик В.И. Соломатов [4, 5], характеризуя исследование контактно-конденсационных процессов, обозначил эту проблему, как наиболее трудную в области современного строительного материаловедения, а также считал одним из возможных путей успешного решения подобных задач использование методов математического моделирования.

Таким образом, необходимо отметить следующее:

1) в ходе изучения и анализа литературных источников по контактно-конденсационной технологии было определено самостоятельное научно-теоретическое направление работы: изучение и моделирование механизма контактно-конденсационного твердения силикатной (известково-кремнеземистой) нестабильной системы на различных уровнях ее иерархии [2];

2) разрабатываемые подходы к моделированию контактно-конденсационных процессов прессования силикатных систем открывают новые возможности решения задач оптимизации технологических параметров на основе выбираемых критериев и, таким образом, способствуют развитию и внедрению в практику строительного производства неавтоклавной технологии силикатных стеновых и отделочных-облицовочных изделий.

Кроме того, изучение контактно-конденсационных процессов, происходящих в нестабильных известково-кремнеземистых системах и приближающихся к области типа золь-гель, является важным аспектом на пути развития строительных материалов нового поколения.

**Механизм формирования прочности.** Нами предложен механизм создания прочности сырца на основе принципов синергетики и предпринята попытка его моделирования в окрестности точки перколяции [2, 3, 5].

Рассмотрено формирование межчастичных контактов, которое осуществляется по иерархическому принципу полиструктурности.

Предложено использовать системный подход в формировании зоны компромисса управляющих воздействий на кластерные структуры вяжущего.

Проведенный анализ литературных источников подтвердил, что необходима теоретическая разработка механизмов создания контактно-конденсационной прочности сырца на уровне макро- и мезомоделей с использованием принципов синергетики.

Рассмотрены вопросы формирования силового перколяционного каркаса при его деформировании.

Образованию бесконечного кластера второго типа из силовых звеньев соответствует спонтанное возникновение начальной прочности контактно-конденсационного сырца (см. рис. 1) [2]. Для простейших схем определена вероятность образования цепочки силовых кластеров.

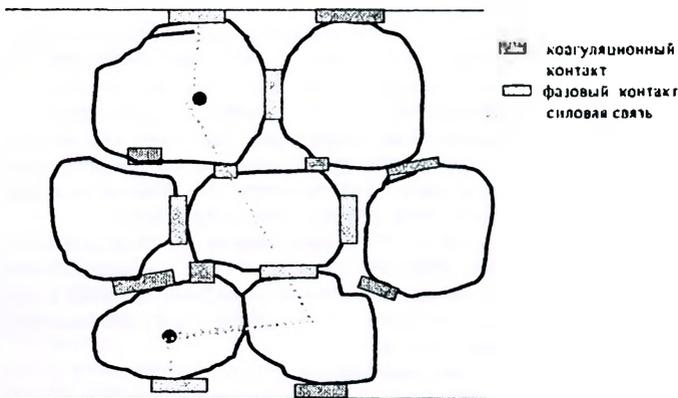


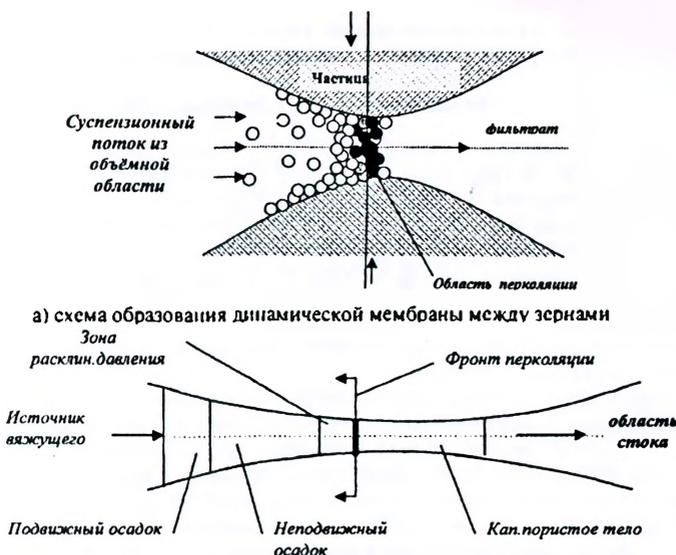
Рисунок 1 – Схема бесконечного кластера силовых связей СЭ

Проведен анализ роли капиллярной свободной жидкости в разупрочении кластерных структур вяжущего.

Рассмотрен механизм создания контактно-конденсационной перемычки между структурообразующими элементами (рис. 2) [2].

Учитывая зонный характер уплотнения твердой фазы по длине капилляра для квазистационарного режима, предложена совокупность подмоделей для каждой из зон. В их основе – уравнения сохранения массы и импульса для жидкой и твердой фаз, а также граничные условия в виде подвижных границ Стефана [2].

Достоверность полученных результатов оценивается строгостью постановки задач, использованием классических методов механики сплошных сред. Предложенные механизмы создания прочности сырца подтверждаются работами по мембранным технологиям, сжимаемым осадкам, экспериментальными исследованиями [2, 3, 5].



б) упрощенная модель образования контакта  
Рисунок 2 – Формирование необратимого контакта частиц

Разработаны принципы и подходы к математическому моделированию области контакта между структурообразующими элементами.

**Заключение.** Результаты, отраженные в разработанных механизмах и математических моделях, можно использовать как составную часть системы управления технологическим процессом производства безавтоклавного силикатного кирпича. Также возможно применение результатов исследований в развитии новых технологий, использующих принцип отвердевания непосредственно в процессе формования изделий, и прикладных задач по разработке и проектированию композиционных материалов контактно-конденсационного типа и в других областях (экструзия и вальцевание высоконаполненных систем, консолидация осадков в системах очистки, затвердевание в зернистых средах и т.д.).

#### Список цитированных источников

- 1 Глуховский, В.Д. Вяжущие и композиционные материалы контактного твердения / В.Д. Глуховский, Р.Ф. Рунова, С.Е. Максун. – Киев: Вища школа, 1991
- 2 Сидоренко, Ю.В. Моделирование процессов контактно-конденсационного твердения низкоосновных гидросиликатов кальция / Ю.В. Сидоренко – Дисс. ... канд. техн. наук – Самара: СГАСУ, 2003. – 217 с.
- 3 Коренькова, С.Ф. Моделирование процессов подготовки контактно-конденсационной смеси / С.Ф. Коренькова, С.А. Плявский, Ю.В. Сидоренко // Успехи строительного материаловедения РААСН: материалы юбилейной конференции – Москва – 2001. – С. 197–203
- 4 Соломатов, В.И. Строительное материаловедение в третьем тысячелетии / В.И. Соломатов // Современные проблемы строительного материаловедения. Материалы Седьмых Академических Чтений РААСН – Белгород, 2001. – Ч.1. – С. 3–7
- 5 Соломатов, В.И. Термодинамические аспекты контактной конденсации нестабильных силикатных систем / В.И. Соломатов, С.Ф. Коренькова, Ю.В. Сидоренко // Известия вузов Строительство. – 2001. – № 2–3. – С. 38–44

## НАНОТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА УПРОЧНЕННОГО БЕТОНА С РАЗЛИЧНОЙ МАТРИЦЕЙ КОМПОЗИТА

Подлозный Э. Д., Гречихин Л.И.

**Введение.** Постановка арматуры в матрицу композиционного бетона приводит к увеличению прочности и жесткости строительных конструкций [1, 2]. Причины такого явления остаются не достаточно ясными.

В этой связи применительно к железобетону возникает цель: *выяснить структуру композитного железобетона и различные типы взаимодействий, которые его формируют, на наноуровне.* В соответствии с поставленной целью возникает необходимость в решении следующих задач:

- как образуются многоатомные молекулы карбоната кальция, двуокиси кремния, окиси алюминия, молекулы гепатита и магнетита, которые являются основой композитного железобетона;
- какие кластерные образования формируются многоатомными молекулами;
- выяснить механизм межкластерного взаимодействия в композитном железобетоне;
- определить основные требования к технологии изготовления железобетонных конструкций с максимальными характеристиками прочности и жесткости.

Общая схема образования многоатомных молекул, кластеров и межкластерного взаимодействия на наноуровне предложена в [1, 2]. При этом предполагается, что вначале образуются двухатомные молекулы, которые могут взаимодействовать друг с другом и с отдельными атомами. Образующиеся трехатомные молекулы взаимодействуют с отдельными атомами, с двухатомными и трехатомными молекулами. Многоатомные молекулы, взаимодействуя между собой, формируют кластерные образования. Кластерные образования, взаимодействуя между собой, создают матрицу композиционного бетона. В такой последовательности рассмотрены молекулы, кластеры и межкластерные взаимодействия для карбоната кальция, глинозема, кремнезема, гепатита и магнетита.

Молекула карбоната кальция получается вследствие взаимодействия молекул  $CaO$  и  $CO_2$ . При этом образуется вытянутая молекула с общим дипольным электрическим моментом  $1,645 \cdot 10^{-29}$  Кл·м. Обладая таким значительным электрическим дипольным моментом, молекулы карбоната кальция образуют кластер ионного типа, а межкластерное взаимодействие создает ионный кристалл. Аналогичная ситуация возникает в глиноземе, кремнеземе, гепатите и магнетите. С кластерами этих веществ взаимодействуют кластеры карбоната кальция, образуя композитный железобетон. Энергия взаимодействия между различными кластерами приведена в табл. 1.

Таблица 1 – Межкластерное расстояние, размер межкластерных пустот и энергии связи кластера карбоната кальция с различными кластерами в железобетоне

Параметры	Наименование кластеров					
	$CaCO_3$	$Al_2O_3$	$SiO_2$	$Fe_2O_3$	$Fe_3O_4$	$Fe_3O_4$
$R, \text{ \AA}$	3,436...6,85	5,245	5,005	5,525	5,547	3,847
$d, \text{ \AA}$	1,423...2,84	2,172	2,073	2,288	2,298	2,298
$E_{\text{св}} CaCO_3$ , эВ	0,252/0,270	0,259	0,143	0,254	0,369	0,674
$E, \cdot 10^{-11} \text{ Па}$ $e = 0,005$ и $T=298 \text{ К}$	1,69/0,55	1,61	1,01	0,65	1,89	3,50

Кластер карбоната кальция при расчетной температуре 1098 К терпит разрыв связи молекул карбоната кальция в вертикальном направлении. Это приводит к распаду кластера, что экспериментально отмечено, как разложение карбоната кальция. Реально бетон, а тем более железобетон не разлагается при температуре 1098 К. Это обусловлено тем, что бетон формируется в виде композита, и межкластерное взаимодействие между различными компонентами усиливает энергию связи кластерных образований внутри бетона.

При замешивании бетона преимущественно используют песок кремнезема. В этом случае температурное разрушение бетона будет происходить на границе связи кластеров карбоната кальция с частицами песка. Температура расслоения кластеров карбоната кальция с частицами кремнезема в соответствии с их энергией связи (0,143 эВ) составляет ~ 1660 К.

Чтобы упрочнить бетон необходимо заполнить столбообразные пустоты глинозема, кремнезема, гематита и магнетита молекулами карбоната кальция. Отдельные молекулы карбоната кальция можно получить путем распада кластера. Для этого можно использовать подогрев. Но подогрев значительно усложняет технологию получения конструкционного бетона. Выход был найден в использовании водного раствора. Вода обладает большой диэлектрической проницаемостью и поэтому в воде кластеры карбоната кальция будут эффективно распадаться на отдельные атомы. В нормальных условиях кластеры карбоната кальция в водном растворе вообще не образуются.

При заполнении столбообразных пустот молекулами карбоната кальция важно чтобы энергия связи кластеров молекул воды с той или иной основой должна быть меньше чем связь молекул карбоната кальция с данной основой. В этом случае молекулы карбоната кальция будут вытеснять с поверхности основы кластеры воды.

Кластеры воды обладают радиусом ~ 3,42 Å и дипольным электрическим моментом  $5,37 \cdot 10^{-30}$  Кл·м. Связь кластера воды с молекулой карбоната кальция 0,073 эВ, а минимальная энергия связи между молекулами карбоната кальция 0,095 эВ. По мере выпаривания воды будут образовываться кластеры карбоната кальция и выталкивать воду на поверхность конструкционного бетона. Так происходит явление схватывания бетона. Взаимодействие кластеров воды с кластерами всех остальных веществ составляет не более нескольких тысячных долей эВ. Поэтому вода не является препятствием для проникновения молекул карбоната кальция в основу глинозема, кремнезема, гематита и магнетита. По мере осаждения молекул карбоната кальция на той или иной основе образуются кластеры, которые на основе будут располагаться с максимальной энергией связи.

Из табл. 1 видно, что наибольшая энергия связи реализуется при росте кластеров карбоната кальция на гематите и особенно на магнетите. Когда железные стержни используются для армирования бетона, то вода каталитически разлагается на водород и кислород, и поэтому на железе образуются в основном окислы магнетита.

При известной энергии связи, которая в основном определяется диполь-дипольным взаимодействием, определены модули Юнга для различных межкластерных взаимодействий. Модуль Юнга связан с энергией связи следующим образом:

$$E = \frac{U(r) - U(r_0)}{r_0 S_{\text{кл}} e^2}, \quad (1)$$

где  $U(r)$ ,  $U(r_0)$  – потенциалы взаимодействия на расстоянии  $r$  между взаимодействующими частицами и на равновесном удалении  $r_0$ ;  $S_{\text{кл}}$  – площадь кластера и  $e$

– относительная деформация. Используя данные табл. 3 по энергиям взаимодействия, были выполнены расчеты модулей Юнга. Результаты этих вычислений приведены в табл. 1. Для чистого бетона модуль Юнга зависит от направления приложенной нагрузки. Обычно чистый бетон невозможно выполнить в виде монокристалла. Поэтому для поликристаллического бетона модуль Юнга соответствует нижнему значению, приведенному в табл. 1, т.е.  $5,5 \cdot 10^{10}$  Па. Сравнить с экспериментальными данными можно чисто качественно. Так в [3] приводятся данные для высокопрочного бетона  $4,03 \cdot 10^{10}$  Па, а с фиброй  $4,16 \cdot 10^{10}$  Па. С данными эксперимента теоретический расчет совпадает достаточно убедительно.

Взаимодействие кластеров карбоната кальция с кластерами магнетита приводит к наиболее высокому значению модуля Юнга. Когда армирование бетона выполняется обычными железными стержнями, то кластеры магнетита своими электрическими диполями выстраиваются перпендикулярно поверхности стержня. Кластер карбоната кальция, взаимодействуя с такими кластерами, обладает сравнительно высокой энергией связи. Поэтому и модуль Юнга обладает сравнительно высоким значением. Однако это не предел.

Если произвести заметную пластическую деформацию, то у поверхности кластеры магнетита выстроятся вдоль поверхности. Толстые стержни для этого не пригодны. Следует использовать тонкую проволоку, которую можно деформировать с меньшими усилиями. При таком армировании железобетон должен обладать еще большим значением модуля Юнга. Процесс выстраивания кластеров карбоната кальция на поверхности железа при параллельном расположении электрических дипольных моментов кластеров магнетита показан на рис. 1.

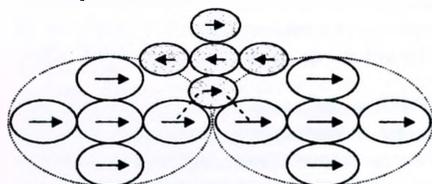


Рисунок 1 – Фрагмент расположения кластера карбоната кальция между кластерами магнетита

Кластер карбоната кальция в данном случае взаимодействует с двумя кластерами магнетита и заполняет межкластерную пустоту. В результате диполь-дипольного взаимодействия энергия кластера карбоната кальция с основой возрастает почти в два раза. Соответственно и модуль Юнга возрастает в 1,85 раза по сравнению с использованием железных стержней. Исходя из рассмотренной модели формирования композитного железобетона была разработана

технология получения различных конструкционных изделий (балки, плиты, перекрытия и др.).

**Технология изготовления железобетона с напряженно деформированной тонкой проволокой.** Основные требования, предъявляемые к технологии изготовления композитного железобетона с напряженно деформированной тонкой проволокой, следующие [4]:

1. При формировании арматуры натяжение проволоки производят с усилием, обеспечивающим ее работу в области перехода от упругой к пластической деформации, т.е. в области реализации «зуба текучести», когда возникает максимальное напряжение при сравнительно незначительной деформации.

2. Укладка и уплотнение песчанно-цементной смеси производится слоями с равномерным распределением, что позволяет обеспечивать схватывание бетона с образованием кристаллического монолита.

3. Напряженная проволока охватывает внутренние анкеры в трех ортогональных направлениях и закрепляется на них после охвата, а на последних анкерах своими концами.

4. Навивку проволоки производят двухслойно вначале на нижние анкера, а затем на верхние анкера, которые служат для исключения расслоения бетона в процессе укладки вследствие уменьшения энергии связи между кластерами при температурном изменении расположения электрических дипольных моментов в пространстве.

**Заключение.** Метод непрерывного армирования предварительно напряженных конструкций проверен в заводских условиях на различных типах железобетонных изделий. При этом было установлено значительное возрастание физико-механических свойств железобетона, т.е. имело место повышение жесткости и устойчивости напряженных конструкций. Разработанный метод армирования позволил сэкономить 50% металла по сравнению со стержневой арматурой.

#### Список цитированных источников

1. Анелло, М.А. Моделирование поведения работающих на растяжение бетонных элементов конструкций, армированных стержнями из волокнистого композита / М.А. Анелло, М. Леоне, Л. Омбрес // Механика композитных материалов. – 2003. – Т. 39, № 4. – С. 431–444.
2. Тенферс, Р. Сцепление арматуры из волокнистого композита в бетоне – актуальная проблема / Р. Тенферс, Л. де-Лоренцис // Механика композитных материалов. – 2003. № 4. – С. 477–496.
3. Пушико, А.С. Высокопрочный бетон в условиях воздействия высоких температур при пожаре / Автореферат дис.: канд. тех. наук (05 23 05). – Ростов на Дону, 2008. – 23 с.
4. Подлозный, Э.Д. Перспективные методы непрерывного армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций в мостостроении / Э.Д. Подлозный // Будущее строительства. Construction. – 2000. – № 1. – С. 33–45.

УДК 666.961

## ВЫСОЛООБРАЗОВАНИЯ НА ПОВЕРХНОСТИ АСБЕСТОЦЕМЕНТНОГО ШИФЕРА

Кухта Т.Н.

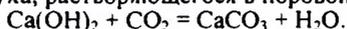
**Введение.** В настоящее время к шиферу предъявляются требования по выполнению не только защитных функций на кровле, но и эстетические - по цвету и качеству поверхности.

При покрытии кровли окрашенными асбестоцементными листами на их поверхности часто появляются белые налеты – «выцветы». Образование данных налетов связано с выходом гидрата окиси кальция из толщи асбестоцементного листа на наружную поверхность. Процесс этот связан с периодическим увлажнением (во время дождя) и высыханием асбестоцементных листов. При увлажнении листа вода растворяет в его толще гидрат окиси кальция. При высыхании, которое протекает преимущественно по наружной, контактирующей с воздухом и подверженной действию солнечных лучей плоскости листа, вода испаряется, а растворенный в ней гидрат окиси кальция осаждается на поверхности [1].

Высолы, проявляющиеся на окрашенных асбестоцементных листах, не только портят декоративный вид изделия, но и значительно сокращают срок службы лакокрасочного покрытия.

**Химия процесса.** Следует отметить, что явление высокообразования присуще всем изделиям на основе гидравлических вяжущих. Природа этого явления обусловлена механизмом гидратации цемента и заключается в растворении и диффузии на поверхность изделия некоторых составляющих, в первую очередь  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  [2].

В виде раствора он переносится на цементную поверхность, кристаллизуется и одновременно с этим подвергается карбонизации за счет взаимодействия с  $\text{CO}_2$  атмосферного воздуха, растворяющегося в поровой жидкости, по схеме:



Высолы на основе продуктов  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ - $\text{CaCO}_3$ , образующиеся на поверхности цементного камня, можно рассматривать как "собственные", их источник ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) входит в состав твердеющего цемента[3].

В работе рассматривали факторы, определяющие интенсивность образования высолов на цементной поверхности.

Процесс высолообразования зависит от многих факторов:

- минералогический состав цемента (содержание  $\text{C}_3\text{S}$ );
- количество воды для затворения (чем больше воды, тем пористой материал и процесс выноса на поверхность изделия гидроксида кальция наиболее интенсивен);
- тонкость помола (чем мельче помол, тем плотнее структура цементного камня);
- условия гидратации (при пониженной температуре растворимость гидроксида кальция выше).

При наложении нескольких из перечисленных факторов он может быть наиболее интенсивным и наоборот.

В асбестоцементной промышленности на процесс высолообразования из перечисленных факторов реально воздействовать можно только на два:

- увеличение плотности материала;
- соблюдение температурного режима процесса твердения, особенно выдержки в теплом складе продукции после конвейера твердения.

Эти два параметра являются весьма проблематичными для предприятий. Увеличение плотности материала, особенно для волнистых листов, ведет к возникновению риска образования деформаций (трещин, микротрещин) во время волнирования листов.

Соблюдение температурного режима во время процесса твердения особенно в холодный период ведет к неоправданным затратам теплотенергии.

Одним из способов решения проблемы высолов на асбестоцементных изделиях является их предварительная обработка гидрофобизатором перед окрашиванием.

Данный способ предотвращения высолов на поверхности окрашенного шифера не вносит изменений в технологию его производства и является весьма эффективным.

В настоящее время появились кремнийорганические составы нового поколения, отличающиеся гидрофобизирующими свойствами в сочетании с очень высокой химической и термической стойкостью, возможностью прочного закрепления на обрабатываемой поверхности [4].

Следует отметить, что применение гидрофобизатора не является радикальным решением проблемы предотвращения высолообразования на поверхности окрашенного асбестоцемента. Однако гидрофобизатор снижает водопоглощение, способствует уменьшению перемещения воды и растворимых составляющих в цементной системе.

Наибольшее число используемых кремнийорганических продуктов имеет в цепи молекул силоксановую связь  $\text{Si} - \text{O}$  и  $\text{Si} - \text{C}$  и называются полиорганосилоксанами [5]. Наличие данных связей определяет их промежуточное положение между органическими и неорганическими соединениями.

Эффективность применения гидрофобизаторов проявляется при взаимодействии органических соединений с неорганическими.

Так, например, такое взаимодействие происходит с выделяющимся при гидратации цемента гидратом окиси кальция. Затем полученные соединения под-

вергаются дальнейшей поликонденсации с образованием на поверхности нерастворимой пленки.

Стенки пор и все частицы материала, соприкасающиеся с гидрофобизатором, в результате поверхностных химических реакций и процессов сорбции обволакиваются тончайшей невидимой водоотталкивающей пленкой. В результате обработанный материал теряет способность смачиваться водой и капиллярно ее всасывать. [6].

В настоящей работе проводились исследования по гидрофобизации поверхности асбестоцементного шифера, в которых использовались различные кремнийорганические составы, предназначенные для гидрофобизации строительных материалов [7].

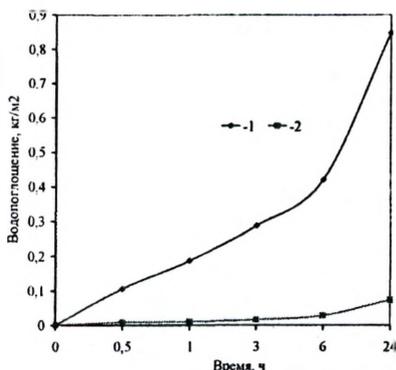
На основании проведенных исследований установлено, что наиболее эффективным гидрофобизатором является кремнийорганический состав на основе водной эмульсии силан/силоксанов. Указанный гидрофобизатор будет использоваться во всех проводимых исследованиях.

**Результаты исследований и их обсуждение.** Гидрофобизатор наносился на обе поверхности асбестоцементного шифера кистью. На воздухе при 15-20°C обрабатываемая поверхность приобретала гидрофобные свойства в течение двух суток после нанесения раствора. Окончательная гидрофобизация наступала по истечении 7 суток.

Снижение капиллярной поверхностной пористости у образцов шифера, обработанных гидрофобизирующим составом, представлено на рисунке 1.

Следует отметить, что значения показателя капиллярного водопоглощения за 24 ч необработанных образцов шифера составляют 0,85 кг/м<sup>2</sup>, а у гидрофобизированных – 0,074 кг/м<sup>2</sup>.

Таким образом, гидрофобизация значительно способствует уменьшению впитывающей способности поверхности асбестоцементного шифера, что приводит к снижению диффузионного переноса растворимых солей на наружную поверхность, следствием которого является высолообразование.



1 – без гидрофобизатора;

2 – с гидрофобизатором

Рисунок 1 – Зависимость капиллярного водопоглощения образцов асбестоцементного шифера от времени

Для изучения физико-химического процесса взаимодействия гидрофобизатора с обрабатываемой поверхностью асбестоцементного шифера, снимались термограммы и рентгенограммы образцов.

Для этих целей применялись следующие приборы:

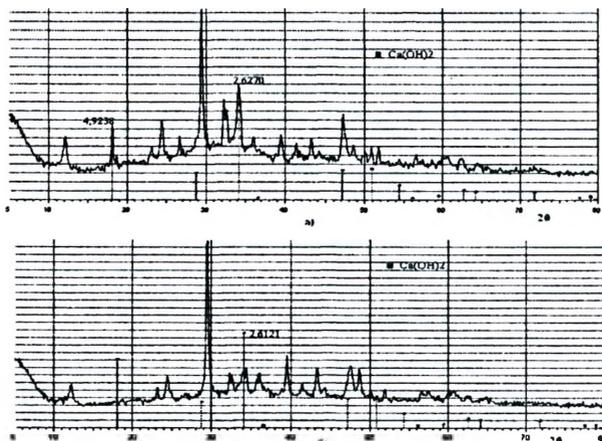
– рентгенофазовый анализ (РФА) с использованием прибора D8 Advance фирмы Bruker AXS (Германия) на  $\text{CuK}\alpha$ -излучении,  $\lambda=1,5406\text{\AA}$ . Рентгенограммы получены в диапазоне углов отражения  $2\theta = 5-80^\circ$  с шагом  $0,1^\circ$ ;

– дифференциальная сканирующая калориметрия (ДСК) выполнялась на термоанализаторе TGA/DSC фирмы METTLER TOLEDO (Швейцария). Съемку термограмм получали в интервале температур 25,6–1000,0°C со скоростью нагрева 10,0°C/мин.

При исследовании использовались образцы шифера без гидрофобизатора и обработанные силан/силоксановой эмульсией.

Рентгенофазовый анализ использовался для идентификации образцов асбестоцементного шифера на наличие  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .

На рентгенограмме образца шифера, не обработанного гидрофобизатором (рис. 2,а), имеются линии, относящиеся к несвязанной извести (4,92; 2,63Å). На рентгенограмме обработанного гидрофобизатором образца шифера (рис. 2,б) отсутствует линия 4,92 Å, а интенсивность линии 2,63Å снижается, и представлена в виде дублета 2,61 Å. Отсутствие линии 4,92 Å и снижение интенсивности линии 2,63Å, относящихся к несвязанной извести, дают возможность сделать вывод, что содержание  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  значительно уменьшилось [8].



а – без гидрофобизатора; б – с гидрофобизатором  
Рисунок 2 – Рентгенограммы образцов асбестоцементного шифера

На рис. 3 представлены кривые ДСК. Указанные кривые представляют собой зависимость теплового потока, который характеризует происходящие изменения в результате нагрева в исследуемом образце, от температуры. Площадь полученных пиков, ограниченных кривыми ДСК, прямо пропорциональна изменению энтальпии.

Наблюдаются три основных эндотермических эффекта.

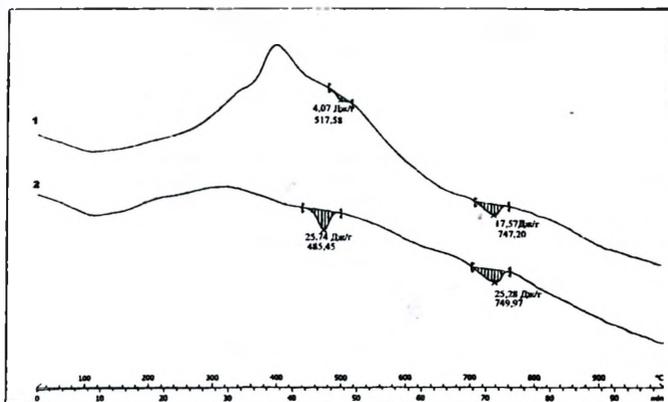
Первый эндотермический эффект до  $300^\circ\text{C}$  – удаляется адсорбционная и частично кристаллизационная вода.

Второй эндотермический эффект  $450\text{--}520^\circ\text{C}$  – выделяется конституционная вода из гидроксида кальция, происходит его дегидратация, т.е. разрушение.

Третий эндотермический эффект  $700\text{--}800^\circ\text{C}$  – разлагается карбонат кальция.

По-нашему мнению, наличие экзотермического эффекта (термограмма 1) у обработанного образца объясняется выгоранием органической составляющей. Наиболее важным является пик эндотермических максимумов на кривой ДСК в области, соответствующей дегидратации гидроксида кальция.

Как видно из термограммы 2, второй ярко выраженный эндотермический эффект с максимумом при  $485,45^\circ\text{C}$  и энтальпией данного процесса равной – 25, 74 Дж/г, наблюдается у негидрофобизированного образца. На термограмме 1 обработанного гидрофобизатором образца наблюдается неглубокий эндотермический эффект с максимумом при  $\sim 517,58^\circ\text{C}$  и энтальпией процесса равной – 4 Дж/г.



1 – образец шифера, обработанный гидрофобизатором;  
 2 – образец шифера, необработанный гидрофобизатором  
 Рисунок 3 – Термограммы ДСК

Таким образом, по величине затраченной энергии на процесс дегидратации  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , можно сделать вывод о том, что количество извести существенно снизилось. Данные рентгеноструктурного анализа полностью совпадают с результатами термического анализа и показывают значительное снижение свободной извести на поверхности гидрофобизированного образца.

В настоящей работе проводились испытания на высолообразование асбестоцементного шифера с гидрофобизатором и без гидрофобизатора по следующему режиму:

- увлажнение при температуре  $(50 \pm 2)^\circ\text{C}$  и относительной влажности  $(97 \pm 3)\%$  в течение 10 ч;
- увлажнение без обогрева при относительной влажности  $(97 \pm 3)\%$  в течение 2 ч;
- облучение при создании светового потока с поверхностной плотностью энергии интегрального излучения  $(730 \pm 140) \text{ Вт/м}^2$  при поверхностной плотности потока ультрафиолетового излучения  $(30 \pm 5) \text{ Вт/м}^2$  с периодическим орошением водой в течение 4 мин через каждые 16 мин в течение 10 ч;
- выдержка при температуре  $22^\circ\text{C}$  и относительной влажности воздуха  $80\%$  в течение 2 ч.

Как видно из рис.4, после 20 циклов вышеуказанных испытаний на негидрофобизированных образцах асбестоцементного шифера с порошковым полимерным покрытием появляются следы высолов. Поверхность образцов шифера, предварительно обработанных гидрофобизатором, сохраняет свои декоративные свойства.



Рисунок 4 – Образцы асбестоцементного шифера с полимерным порошковым покрытием (верхний образец – без гидрофобизатора, нижний образец – с гидрофобизатором)

**Заключение.** На основании полученных данных можно сделать вывод, что гидрофобизация асбестоцементного шифера позволяет снизить высолообразование на его поверхности.

### Список цитированных источников

1. Беркович, Т.М. Основы технологии асбестоцемента / Т.М. Беркович. – М.: Стройиздат. 1979. – 232 с.
2. Шпынова, Л.Г. Физико-химические основы формирования структуры цементного камня / Л.Г. Шпынова, В.И. Чих, М.А. Саницкий, М.А. Соболев, С.К. Мельник – Львов: Высшая школа, 1981. – 158 с.
3. Брыкова, А.С. Влияние гидратированных силикатов натрия на твердение цементных паст / А.С. Брыкова, В.В. Данилов, В.И. Карцеве // ЖПХ. – 2002 – Т. 75. – № 10
4. Фрессель Франк Ремонт и повреждение солями строительных сооружений. – М.: ООО «Пэйнт-Медиа», 2006. – 320 с.
5. Соболевский, М.В. Свойства и области применения кремнийорганических продуктов / М.В. Соболевский, О.А. Музовская, Г.С. Попелева – М.: Химия, 1975 – 296 с.
6. Андрианов, К.А. Кремнийорганические соединения / К.А. Андрианов. – М.: Госхимиздат, 1955. – 520 с.
7. Урешкая, Е.А. Технологические особенности поверхностной гидрофобизации асбестоцементного шифера / Е.А. Урешкая, Т.И. Кухта // Строительная наука и техника. – 2008 – № 6(21). – С. 95–100.
8. Естемесов, З.А. О фазообразовании цемента при его твердении / З.А. Устемесов, Т.К. Султанбеков, И.А. Васильченко, Г.З. Шаяхметов // Цемент и его применение. – 2000 – № 3. – С. 32–35.

УДК 624.71

## ВОЗВРАЩЕНИЕ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОЙ ЦЕННОСТИ ТЕХНОГЕННО-ЗАГРЯЗНЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

Шамарина А.А.

**Введение.** В сложившихся экономических условиях, когда земля стала объектом коммерческого использования, проблема восстановления и использования нарушенных городских территорий в производственных зонах приобретает все большую актуальность.

**Нарушенные территории.** К нарушенным землям относятся деформированные и деградированные городские территории (рис. 1[1]). Это земли, испытывающие воздействие прямых и косвенных факторов техногенеза: химического загрязнения, захламления, развития процессов эрозии, карста, суффозии.

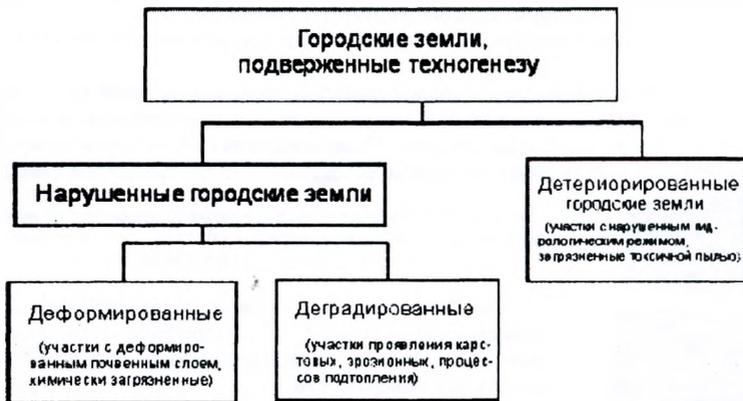


Рисунок 1 – Классификация городских земель подверженных техногенному воздействию [1]

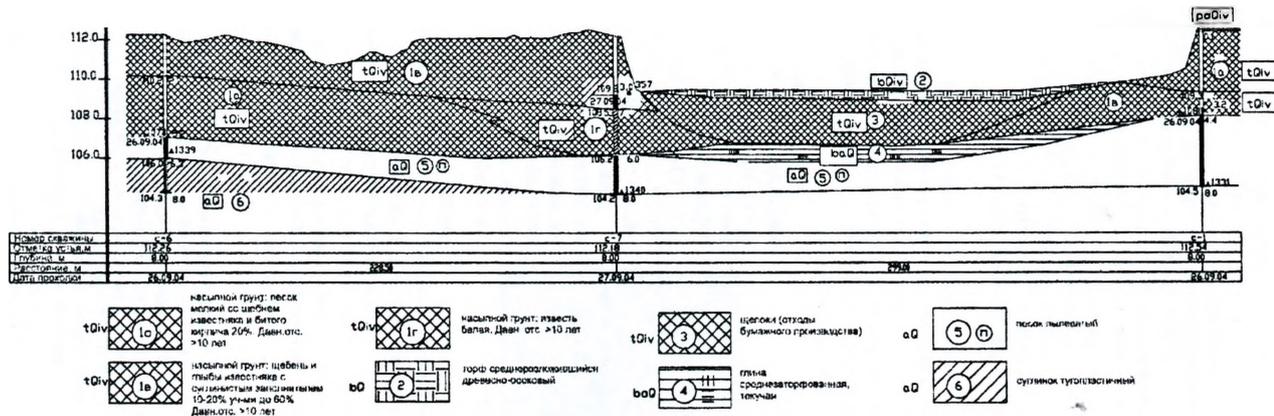


Рисунок 2 – Инженерно-геологический разрез [3]

Примерами нарушенных земель являются асбестовый карьер площадью 15 га, рефтинский золоотвал площадью 950 га [4], бывший шелоконакопитель в г. Соликамске Пермского края площадью 23 га.

Аэрогенный вынос золошлакового материала обуславливает загрязнение приземного слоя атмосферы, а ассимиляция твёрдых частиц на прилегающей территории приводит к загрязнению почв и грунтов зоны аэрации [2].

Восстанавливают нарушенные земли, проводя рекультивацию в несколько этапов. При этом выделяют мероприятия: по восстановлению плодородия или улучшению качества верхнего слоя почвы, устранению вредного воздействия токсичных пород и отходов на окружающую среду, обеспечению требуемых режима и состава поверхностных и подземных вод, а также по обеспечению инженерной защиты объектов рекультивации от эрозии, подтопления, затопления, засоления.

Нарушенные территории производственных зон могут восстанавливать биocenоз естественным путем. Примером является шелоконакопитель в г. Соликамске в производственной зоне ЦБК. В течение 20 лет территория заболочивалась за счет застоя атмосферных вод, постепенно покрывалась влаголюбивой растительностью, низкорослыми кустарниками. Вдоль южной границы участка сформировалась обширная лесополоса.



Рисунок 3 – Современный вид шелоконакопителя

Геологическая среда, по данным изысканий 2008 г., представлена техногенными (насыпными) грунтами, биогенными торфами и глинами заторфованными, аллювиальными песками пылеватыми и суглинками. С поверхности сформировался почвенно-растительный слой мощностью 0,1 м.

Для восстановления нарушенной территории бывшего шелоконакопителя нами предложено осушить заболоченный участок с помощью влаголюбивых деревьев с развитой корневой системой.

В агроклиматических условиях г. Соликамска были рекомендованы березы, во взрослом состоянии осушающие почву вокруг себя в диаметре 6–8 метров на глубину 1,5 м. Хорошо приживаются в Пермском крае саженцы сосны, лиственницы. Плодородный грунт, с учетом уже сформировавшегося за 20 лет почвенного слоя, вносится небольшими участками толщиной не более 30 см.

**Заключение.** В настоящее время нами проводятся микробиологические исследования грунтов. По окончании биологического этапа рекультивации предполагается использование территории шелоконакопителя под рекреационную зону г. Соликамска.

#### Список цитированных источников

1. Парамонов, А.В. Экономическое обоснование рекультивации нарушенных земель города: дис. канд. эконом. наук / А.В. Парамонов. – Москва, 2006.
2. Футорянский, Л.Д. Геоэкологические критерии оптимального размещения золошлакоотвалов ТЭС в природных условиях Урала: дис. на соискание ученой степени кандидата геолого-минералогических наук / Л.Д. Футорянский. – Екатеринбург, 2008.
3. Технический отчет по инженерно-строительным изысканиям. Участок складирования отходов от ликвидации зданий и сооружений на территории бывшего шелоконакопителя. – Березники НПП «Изыскатель». – Березники, 2004.
4. Газета Уральского отделения Российской академии наук «Наука Урала». – 2007. – № 18, июнь.

## ВЛИЯНИЕ ДОБАВОК ЭЛЕКТРОЛИТОВ НА СВОЙСТВА НАПРЯГАЮЩЕГО ЦЕМЕНТА

Савеня Д.Н. Плосконосов В.Н.

**Введение.** Многочисленными исследованиями и практическим опытом подтверждена высокая эффективность применения напрягающих бетонов, как для компенсации усадочных деформаций, так и для достижения самоупрочнения. Наиболее эффективно использовать напрягающий бетон в стыках сборно-монолитных конструкций, когда небольшой расход материала обеспечивает объемное напряжение арматуры. Известно, что для максимальной реализации прочностных и энергетических параметров бетонов на напрягающем цементе (НЦ) необходимо обеспечить оптимальный, строго контролируемый во времени и благоприятный температурно-влажностный режим его выдерживания (температура  $20 \pm 5$  °С, влажность близкая к 100%). Эти достаточно жесткие требования к среде ограничивают область применения бетонов на НЦ в технологии монолитного бетонирования при пониженных и близких к нулю температурах.

Предварительные исследования [1] динамики самоупрочнения и линейного расширения составов НЦ цементно-песчаных образцов, изготовленных согласно СТБ 1335 [2] на базе «Брестского государственного технического университета», показали, что составы, подобранные по рекомендациям [3, 4], для нормальных температур твердения с низкой и средней энергией расширения при температуре  $+5 \pm 2$  °С разрушились в начальные сроки (3 суток), а с высокой энергией расширения – на 7 сутки.

Известно, что для бетона на обычном портландцементе с целью обеспечения проектных его параметров при пониженных плюсовых и отрицательных температурах в монолитном строительстве широко применяются «противоморозные» химические добавки и, прежде всего, неорганические соли соляной, азотной кислоты, а также органические соли различных кислот. Соли соляной кислоты вызывают коррозию стальной арматуры в бетонах на портландцементе, а в бетоне на НЦ частично связываются в нерастворимые комплексные соли ГХАК. Выполненные исследования в работе [5] показали, что неполное связывание ионов хлора приводит к меньшей, но язвенной коррозии. Поэтому применимость данной соли ограничена в армированных конструкциях. Соли азотной кислоты являются хорошими ингибиторами коррозии стальной арматуры, их применимость наиболее целесообразна в напрягающих бетонах.

Применение добавок электролитов для напрягающего цемента непредсказуемо, так как они изменяют растворимость многокомпонентного вяжущего. Состав продуктов гидратации изменяется, соответственно может и измениться порядок и интенсивность химических реакций и продуктов кристаллизации, отвечающих за рост прочности и расширения. Нарушение баланса этих двух показателей может привести к разрушению или отсутствию самоупрочнения. Для бетонов же на НЦ подобные данные практически отсутствуют.

**Экспериментальные исследования и анализ результатов.** Были выполнены исследования в соответствии с методикой [2] по влиянию пониженных температур на величину самоупрочнения с добавкой нитрата кальция и формиата кальция. Добавки электролитов вводились в % от массы цемента. Образцы-балочек с размерами  $31,5 \times 31,5 \times 95$  мм твердели в динамометрических

цах, эквивалентных по жесткости продольному армированию в количестве 1,0 %. Образцы выдерживались в условиях низких положительных ( $+5\pm 2^{\circ}\text{C}$ ) и нормальных температур твердения ( $+20\pm 5^{\circ}\text{C}$ ) в качестве эталона сравнения.

Исследования проводились на цементно-песчаных образцах. В качестве вяжущего применялся напрягающий цемент НЦ-4-32,5 СТБ 1335-2002 лабораторного приготовления. Концентрации добавок электролитов приведены в таблице 1. Для получения напрягающего цемента были использованы: портландцемент ПЦ 500 Д0 Красносельского цементношиферного завода; глиноземистый цемент ГЦ 40 Пашийского металлургического-цементного завода; природный гипс (Г) I-го сорта Сауриешского карьера и речной песок с модулем крупности  $M_k = 1,8$ .

Таблица 1 – Концентрации добавок электролитов

№ состава	Содержание добавки, %	Расход материалов ПЦ:ГЦ:Г, %
1	-	83:10:7
2	1,5% $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$	
3	3% $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$	
4	3% формиат кальция	

Образцы каждого состава выдерживались в разных условиях твердения:  
 – при температуре  $20\pm 5^{\circ}\text{C}$  - (образцы 1 – 4)  
 – при температуре  $5\pm 2^{\circ}\text{C}$  – (образцы 1' – 4').

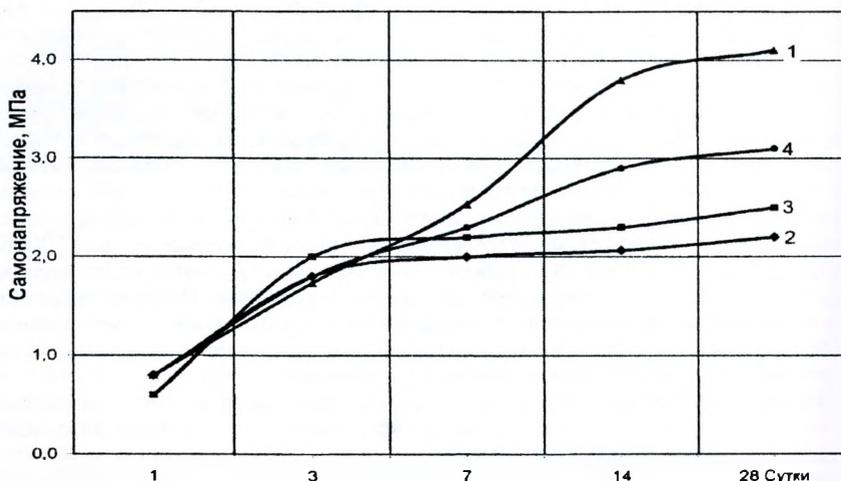


Рисунок 1 – Кинетика самонапряжения цементно-песчаных образцов на НЦ состава 1–4 в зависимости от концентрации добавок электролитов при температуре  $+20\pm 5^{\circ}\text{C}$

Как следует из рисунка 1, интенсивное расширение образцов базового состава (состав 1) в нормальных температурных условиях происходило до возраста 14 суток. Затем происходила стабилизация процессов расширения. Из рисунка 2 видно, что образец, изготовленный на базовом составе, разрушился на 3-е сутки испытаний.

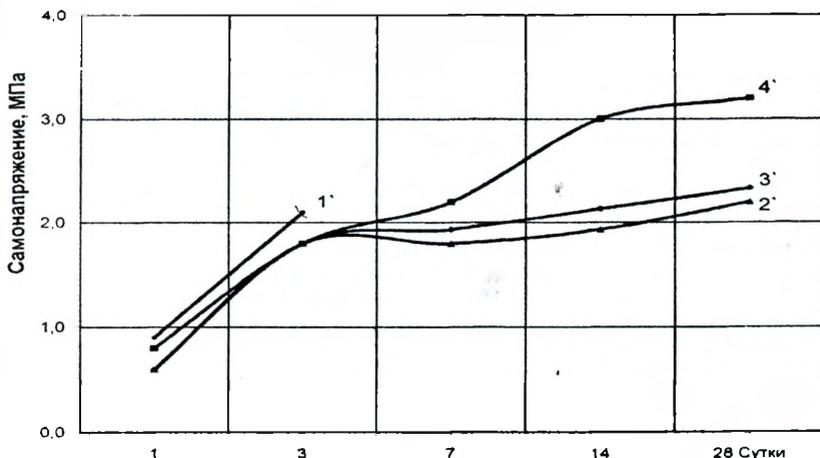


Рисунок 2 – Кинетика самонапряжения цементно-песчаных образцов на НЦ состава 1'–4' в зависимости от концентрации добавок электролитов при температуре  $+5\pm 2^{\circ}\text{C}$

Самонапряжение образцов состава 2 и 3 на рисунках 1 и 2 показали интенсивный рост расширения в начальные сроки (3 суток), после чего наступила стабилизация независимо от концентрации добавки и температуры твердения. Как известно, добавка нитрата кальция увеличивает растворимость минералов напругающего цемента, что привело к ранней стабилизации самонапряжения.

Как следует из рисунков 1 и 2, образцы состава 4 показали интенсивный рост самонапряжения на протяжении 14 суток. Затем происходила стабилизация процессов расширения.

Анализ исследований различных составов НЦ при температурах  $20\pm 5^{\circ}\text{C}$  и  $5\pm 2^{\circ}\text{C}$  показал:

Изменение нормальной температуры твердения базового состава напругающего цемента привело к снижению скорости роста прочности и увеличению скорости расширения. В результате баланс был нарушен, что и привело к разрушению. По данным [6], растворимость гидроксида кальция при пониженных температуры увеличивается, а скорость гидратации гидроалюминатов прямо пропорционально зависит от концентрации гидроксида кальция.

Введение добавки нитрата кальция увеличивает растворимость клинкерных минералов, в результате прочность состав 2 и 3 возрастает. Увеличение растворимости, вероятно, и приводит к раннему образованию этtringита и снижению энергии расширения. Известно, что после образования гидросульфалюминатов кальция в данных составах образуются гидронитроалюминаты кальция, что, вероятно, и объясняет незначительный рост самонапряжения на 14–28 суток.

**Заключение.** Введение добавки формиата кальция позволило увеличить энергию расширения состава 4' на рисунке 2 по сравнению с составом 2' и 3' на 30% в условиях низких положительных температур. Следует также отметить, что в предварительных опытах увеличение концентрации добавки приводит к позднему расширению с максимумом на 14–28 суток, когда значительный запас прочности уже был реализован. Такие составы показывают значительный сброс показателей прочности.

### Список цитированных источников

1. Плосконосов, В.Н. Исследование кинетики твердофазового расширения материалов напрягающего цемента в условиях низких положительных температур / В.Н. Плосконосов, Д.Н. Савеня // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. Новые технологии, ресурсо- и энергосбережение в строительной отрасли: материалы XV Международного научно-методического семинара, Полоцк, 27–28 ноября 2008 г. / Полоцк гос. ун-т; под ред. Д.Н. Лозовского [и др.]. – Полоцк, 2008. – 283 с.
2. Цемент напрягающий. Технические условия: СНБ 1335 – 2002. – Введ. 28.06.02 – Минск: Приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 28 июня 2002 г. № 281. – 17 с.
3. Михайлов, В.В. Расширяющийся и напрягающий цементы и самонапряженные железобетонные конструкции / В.В. Михайлов, С.Л. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 312 с.
4. Тур, В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкции при применении напрягающего бетона / В.В. Тур. – Брест: Изд. БПИ, 1998. – 244 с.
5. Савеня, Д.Н. Исследование коррозии стальной арматуры бетонов на напрягающем цементе с добавкой хлористого / Д.Н. Савеня, В.Н. Плосконосов // Проблемы строительства и архитектуры: сборник конкурсных работ студентов и аспирантов / Брестский гос. тех. ун-т; под ред. В.В. Тура [и др.]. – Брест, 2005. – 170 с.
6. Тейлор, Х. Химия цемента / Х. Тейлор. – М.: Мир, 1996. – 560 с.

УДК 666.972.16

## СПОСОБ ПОЛУЧЕНИЯ ВЫСОКОКАЧЕСТВЕННЫХ ЛИЦЕВЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ

Сафончик Д.И., Заяц В.В.

**Введение.** В настоящее время при изготовлении железобетонных изделий на заводах ЖБИ получить требуемое качество лицевых поверхностей, используя стандартные металлические формы, весьма затруднительно.

Действующие нормативные документы ограничивают наличие на поверхности дефектов. Для оценки качества лицевых поверхностей предложен принцип деления их на категории А1–А7 [1]. При этом размеры раковин, местных наплывов и впадин на бетонной поверхности и околосов бетона ребер конструкций не должны превышать значений, указанных в табл. 1.

Таблица 1 – Деление на категории качества лицевых бетонных поверхностей конструкций

Категория бетонной поверхности	Диаметр или наибольший размер раковины, мм	Высота местного наплыва (выступа) или глубина впадины, мм	Глубина окола бетона на ребре, мм	Суммарная длина околосов бетона на 1 м ребра, мм
А1	гляцевая (по эталону)			20
А2	1	1	5	50
А3	4	2	5	50
А4	10	1	5	50
А5	не регламентируется	3	10	100
А6	15	5	10	100
А7	20	не регламентируется	20	не регламентируется

Поверхности многих изделий массового производства – лицевые поверхности плит перекрытий, поверхности наружных и внутренних стен должны быть в

заводских условиях подготовлены под последнюю окраску. Как правило, технологическая схема изготовления изделий предусматривает наличие специализированных постов или линий по доведению поверхностей.

Одним из наиболее распространенных способов для отделки железобетонных изделий является шпатлевание бетонных поверхностей.

Более качественная отделка обеспечивается при нанесении отделочного состава на поверхности железобетонных изделий методом погружения, когда панель погружается на всю высоту в металлическую емкость – ванну, наполненную отделочным раствором. Для отделки этим способом применяют известково-перлитовую смесь состава 1 : 1 по объему.

Одним из перспективных методов достижения высококачественных лицевых поверхностей является отделка панелей составами на основе коллоидного цементного клея (КЦК) или с применением полимеров [2–4].

В индустриальной отделке строительных конструкций все большее применение находят полимеры. Отделка железобетонных изделий и конструкций составами на основе полимеров отличается высокой декоративностью и долговечностью. В отделочные составы на основе полимеров обычно вводят цемент, поэтому такие составы часто называют полимерцементными. Применение полимерцементных отделочных составов позволяет получать ровную гладкую поверхность различных цветов при добавке пигментов [4].

Опыт зарубежных производителей базируется на широком использовании литьевых методов бетонирования железобетонных конструкций, позволяющих исключить операцию виброуплотнения и избежать появления на лицевых поверхностях изделий раковин и пор от пузырьков воздуха, который осаждается на стенках формы при виброуплотнении. Возможность перехода на данные технологии базируется на использовании пластифицирующих добавок.

Применение добавок-пластификаторов позволяет усовершенствовать и традиционные методы получения бездефектных лицевых поверхностей. Обычно для обеспечения категории А2 для плит пустотного настила используют метод водной пластификации, предусматривающий создание тонкого слоя воды на поверхности дна формы с последующей укладкой и уплотнением бетонной смеси. При этом вибрация вызывает разжижение нижнего слоя бетонной смеси и обеспечивается значительное снижение количества пор на поверхности изделий, но при этом снижается прочность нижнего слоя бетона. Метод отличается низкой эффективностью и нестабильностью результатов в достижении категории качества поверхности изготавливаемых изделий. Повысить эффективность данного метода возможно путем замены смачивания поверхности водой на смачивание раствором суперпластификатора – при этом повышается степень пластификации и не снижается прочность нижнего слоя бетона.

Стабильность результатов при получении категории А2 возможно получить, как показывает практика, нанесением отделочного состава на поддон формы с последующим бетонированием панели.

**Состав для получения беспоровой поверхности.** В УО «Полоцкий государственный университет» разработан состав для получения беспоровой поверхности (состав БПС) (табл. 2). Этот состав может быть использован при производстве наружных и внутренних стеновых панелей, панелей перекрытий, плит пустотного настила для получения поверхностей изделий классов А1, А2. При этом возможно обеспечить снижение трудоемкости изготовления за счет исключения технологической операции по доводке поверхностей изделий до необходимого качества. Кроме того, поверхностный слой изделий, выполненный с применением состава БПС, в отличие от традиционных шпатлевочных составов, является водостойким. Использование состава БПС не приводит к появлению очагов коррозии на формах.

Таблица 2 – Расход основных компонентов состава БПС

Соотношение основных компонентов состава БПС в долях от массы цемента			
Цемент	Доломитовая мука	Вода	Добавка СПБ
1	3,5-6,25	1,05-1,40	0,03-0,06

Производственная проверка состава БПС выполнена в условиях заводов ЖБИ №3 г. Витебска и ГП «Новополоцкжелезобетон» г. Новополоцка при изготовлении плит пустотного настила.

Технологическая последовательность операций была следующей. Поддон от разборной металлической формы очищали, смазывали эмульсолом. Перемешали к месту укладки бетонной смеси и устанавливали боковые щиты. Готовили рабочий раствор состава БПС, который поставляется в виде сухой смеси. Для этого состав БПС затворяли водой и раствором пластифицирующей добавки, перемешивали до получения однородной массы, при этом контролировалась заданная подвижность подстилающего слоя.

Затем на поддон наносили раствор состава БПС. Для более равномерного распределения состава по поверхности поддона, его вибрировали в течение 3–5 секунд. Устанавливали пустообразователи, арматуру и укладывали послойно в форму бетонную смесь с виброуплотнением. Пустообразователи извлекали, а отформованную плиту подвергали термовлажностной обработке.

После распалубки плиты, изготовленные по вышеприведенной технологии, имели нижнюю горизонтальную поверхность, соответствующую классам А1, А2. Плиты, полученные без использования состава БПС, после снятия опалубки имели поверхность класса А3. На рис. 1 представлены фрагменты поверхностей плит, изготовленных по традиционной технологии и с использованием состава БПС.

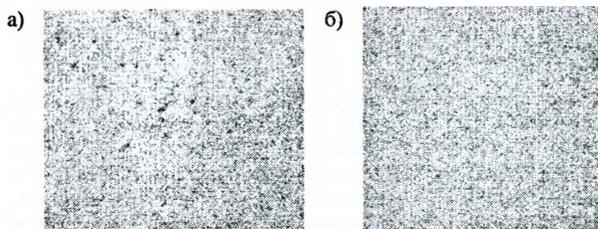


Рисунок 1 – Фрагменты поверхностей плит:

а – использована традиционная технология; б – использован состав БПС

**Заключение.** Полученные результаты свидетельствуют о возможности обеспечения высокого качества лицевой поверхности плит при применении состава БПС. Экономическая эффективность данной технологии обеспечивается за счет исключения операции шпатлевания плит и по расчетам составляет 4–6% стоимости изготавливаемых изделий.

#### Список цитированных источников

1. ГОСТ 13015.0-83 Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования, введ. 01.01.84. – М.: Стройиздат, 1982. – 14 с.
2. Индустриальные методы отделки зданий (Зарубежный опыт) / Т.В. Агапова, А.М. Ливинский, А.А. Новацкий. – М.: Стройиздат, 1979. – 220 с.
3. Сергеев, А.М. Декоративная отделка панелей в заводских условиях / А.М. Сергеев. – М.: Высш. шк., 1976. – 184 с.
4. Гарин, В.Н. Полимерные защитные и декоративные покрытия строительных материалов / В.Н. Гарин, Н.Н. Долгополов. – М.: Стройиздат, 1975. – 191 с.

## ТРАНЗИТНАЯ ЗОНА КАК ОТДЕЛЬНЫЙ ЭЛЕМЕНТ СТРУКТУРЫ БЕТОНА

Романькова Т.В.

**Введение.** Исследования в формировании структуры бетона, жесткостных, деформативных и прочностных характеристик бетонов являются актуальными.

Длительное время бетон рассматривался как двухфазный композитный материал, состоящий из заполнителей, представляющих собой дискретные элементы различных размеров, формы и объемного содержания, расположенные в континууме цементной матрицы [1]. Однако в таком представлении зачастую игнорировалось влияние заполнителей на условия формирования микроструктуры цементного камня.

В структуре бетона был выделен 3-й компонент – транзитная [2] или контактная [3] зона между матрицей и заполнителем.

В нашем представлении, 3-й компонент в большей степени соответствует термину транзитная зона, под которым следует понимать область цементной матрицы вокруг заполнителя, отличающаяся по своим свойствам как от цементного камня, так и от заполнителя.

**Свойства транзитной зоны.** Транзитная зона (ТЗ) является частью цементной матрицы, но, несмотря на это, ТЗ можно выделить как отдельный элемент структуры бетона.

Значимость влияния ТЗ на свойства композита обуславливается двумя факторами: значительными различиями в свойствах ТЗ и непосредственно цементной матрицы, а также объемной концентрацией и, как следствие, количеством перколированных (англ. *percolation* – просачивание, перетекание) транзитных зон [4].

Winslow и Liu в своих исследованиях [5] продемонстрировали, что поровая структура цементного камня в бетоне несколько иная, чем чистого цементного камня. Используя метод ртутной интрузионной порометрии, они обнаружили, что цементная матрица в бетоне содержит больше поры, чем в аналогичном цементном камне.

Исследуя цементную матрицу у поверхности раздела «заполнитель – цементный камень» при помощи сканирующего электронного микроскопа (BSE), авторы [6] обнаружили область размерами около 50 мкм с пониженным количеством непрогидратировавших зерен цемента, с повышенной пористостью и большими размерами кристаллов гидроксида кальция по сравнению с остальным объемом цементного камня. Авторы пришли к выводу, что в бетоне существует область цементной матрицы, расположенная вокруг заполнителя, т. е. «транзитная зона» (см. рис. 1).

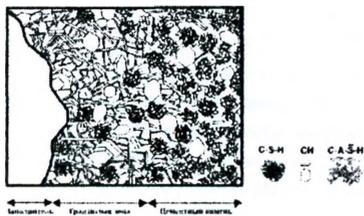


Рисунок 1 – Схематическое изображение микроструктуры бетона как трехкомпонентного композита согласно данным работы [2]

ТЗ, являющуюся связующим звеном между заполнителем и цементной матрицей, следует считать и самым «слабым звеном» в этой системе. Авторами [7] были исследованы структура и состав ТЗ между зернами заполнителей и цементным камнем, а также влияние различных факторов на её формирование и свойства.

В обычном бетоне на портландцементном вяжущем ТЗ представляет собой микрообъем цементного камня вокруг заполнителя размером приблизительно 35-50 мкм, характеризующийся повышенной пористостью (примерно на 10% выше пористости остальной матрицы), при этом поры ТЗ несколько крупнее, чем в остальном объеме. Для ТЗ также характерно пониженное содержание CSH, более высокое В/Ц, и преобладание укрупненных кристаллов СН (все в сравнении с остальным объемом цементной матрицы бетона) (см. рис. 2).

Микроструктура ТЗ ячеистого бетона подобна микроструктуре обычного бетона на портландцементном вяжущем (см. рис. 2).

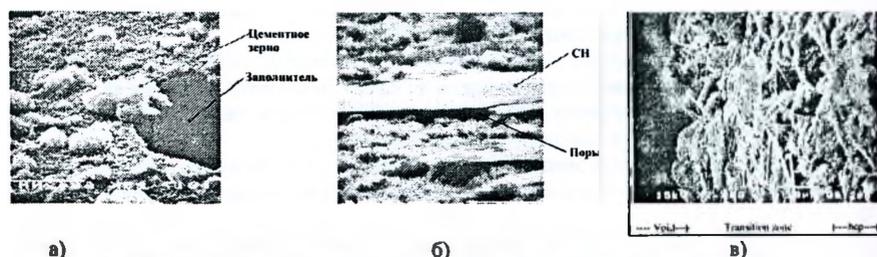


Рисунок 2 – Микроструктура транзитной зоны: а) и б) – бетона на тяжелом заполнителе согласно [2], в) – ячеистого бетона [8]

Авторы [9] выделяют в транзитной зоне четыре следующих структурных элемента: 1) контактный слой толщиной 2..3 мкм, состоящий преимущественно из осажденных на поверхность заполнителя гидратных новообразований и включающий значительное количество пор и свободную воду; 2) слой толщиной 5..10 мкм, богатый кристаллами гидроксида кальция и этtringита, а также содержащий некоторое количество геля CSH; 3) слой толщиной 5..10 мкм, характеризующийся наличием некоторого количества ориентированных кристаллов гидроксида кальция; 4) диффузионный слой.

Формирование транзитной зоны обусловлено двумя параллельно протекающими эффектами – т.н. «эффектом стены» [10] и «эффектом одностороннего роста» [11].

Благодаря эффектам стены и одностороннего роста в ТЗ содержится пониженное содержание непрогидратировавших цементных зерен, которое достигает нуля непосредственно у поверхности заполнителя. И как результат такого распределения зерен цемента является возрастание количества пор в ТЗ.

Говоря об оптимизации свойств ТЗ для получения высококачественных бетонов, необходимо понимать, что оптимизация предполагает под собой комплекс мероприятий, направленных как непосредственно на улучшение микроструктуры ТЗ, так и на снижение количества перколированных зон.

Если последнее достигается путем рационального подбора заполнителей с определенным гранулометрическим составом и назначения оптимального расхода вяжущего, то улучшение микроstructures может быть достигнуто различными путями, такими как применением активного заполнителя, применением ультрадисперсных наполнителей (УДН) с эффективными суперпластификаторами, а также применением специальных вяжущих.

На рис. 3. представлена микроstructure бетона без мелкодисперсной добавки (а), с добавлением микрокремнезема (МК(SF)) (б) и золы-уноса (в) соответственно, полученных под сканирующим электронным микроскопом. На изображениях непрогидратировавшие цементные зерна представлены как самые светлые включения, СН – светло-серый, остальные продукты гидратации – темно-серые включения, и поры – представлены черным цветом [12].

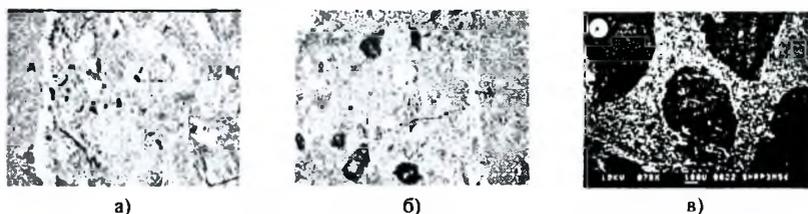


Рисунок 3 – Микроstructure ТЗ между заполнителем и цементной матрицей в бетонах а) без УДН, б) с добавкой МК согласно [12], в) с добавкой золы-уноса [13]

**Заключение.** Бетон необходимо рассматривать как трехкомпонентный материал, транзитная зона между заполнителем и цементной матрицей которого отвечает за прочность сцепления по контакту «цементный камень – включение» и оказывает существенное влияние на деформативно-прочностные характеристики, проницаемость, коррозионную стойкость и усадочные деформации.

Все вышеприведенные данные позволяют сделать вывод о необходимости выделения транзитной зоны в отдельный элемент бетона.

#### Список цитированных источников

1. Nemati, K. M. Generation and Interactio of Compressive Stress-Induced Microcracks in Concrete, PhD Thesis, University of California, Berkeley (1994).
2. Barnes, B.D., Diamond Sindey, Dolch W.L. The Contact Zone between Portland Cement Paste and Glass "Aggregate" Surfaces // *Cem. and Concr. Res.* – 1978. – №2. – P.233–243.
3. Опекунов В.В. Конструкционно-теплоизоляционные бетоны: монография. – К.: Академперіодика, 2002. – 270 с.
4. Groves, G.W. Microcrystalline Calcium Hydroxide in Portland Cement Pastes of Low Water/Cement Ratio // *Cement and Concrete Research.* – Vol. 11, 1981. – P. 713–718.
5. Larbi, J.A., Bijcn, J.M. The chemistry of the pole fluid of silica fume-blended cement systems // *Cem. and Concr. Res.* – 1990. – V20. – № 4. – P. 506–516.
6. Батраков, В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика – 2-е изд., перераб. и доп. – М., 1998. – 768 с.
7. Ахвердов, И.Н., Смольский, А.Е., Сточеляс, В.В. Моделирование напряженного состояния бетона и железобетона. – Мн., 1973. – 230с.
8. N Narayanan, K. Ramamurthy. Microstructural investigations on aerated concrete

9. Liu Zheng, Ling Zhida, Tang Mingshu. Microstructure of the Interfacial Zone between Dolomite Aggregate and Cement Paste // *J. Chin. Silic. Soc.* – 1986. – № 4. – P. 400–405.

10. Bradley, G., Howarth, I.M. Water Soluble Polymers: the Relationship Between Structure, Dispersing Action, and Rate of Cement Hydration // *Cement, Concrete and Aggregates* – 1986. – Vol. 8. – P. 68–75.

11. Структура, прочность и деформации бетонов / Под ред. А.Е. Десова. – М.: Госстройиздат, 1966.

12. Bentz, D.P., Garboczi, E.J. Simulation studies of the effects of mineral admixtures on the cement paste – aggregate interfacial zone // *ACI Mater. J.* – 1991. – № 8 – P. 518–529.

13. Roy, D.M., Grutzeck, M.W., Shi, D., Lui, G. Cement paste Aggregate Interfacial Microstructure

## PROPOZYCJA ALGORYTMU REALIZACJI OBIEKTÓW Z BETONU MONOLITYCZNEGO W TEMPERATURACH OBNIŻONYCH

Tadeusz Bobko

**Wprowadzenie.** W artykule jako podstawowe wymagania stawiane budynkom rozpatruje się:

1. Wymagania funkcjonalności które obejmują zakres charakterystyk jakim powinien odpowiadać budynek ze względu na przeznaczenie, tzn. zapewnienie normalnego poziomu funkcjonowania w budynku człowieka, urządzeń technologicznych, zachowywania wymaganych uwarunkowań eksploatacyjnych w zakresie wieku technicznego budynku. Tym wymaganiom podporządkowane są wszystkie komponenty budynku:

- rozplanowanie przestrzenne (zestawienie pomieszczeń, układ, powierzchnie i kubatura pomieszczeń);
- rodzaj i materiały budowlane niesiących i osłaniających elementów budynku;
- typ, udźwig maszyn do wykonywania procesów ładunkowych (w budynkach produkcyjnych);
- urządzenia inżynierii sanitarnej;
- warunki sanitarno - higieniczne (oświetlenie, wymiana powietrza, poziom hałasu, ciepło, temperatura, klimatyzacja i tp.);
- jakość robót wykończeniowych, ergonomia.

W celu zabezpieczenia budynku przed moralnym starzeniem się należy stosować rozwiązania przestrzenne i materiałowo-konstrukcyjne umożliwiające wprowadzenie zmian w celu udoskonalenia procesów technologicznych w budynku bez rekonstrukcji samego budynku

2. Wymagania techniczne polegają na zapewnieniu budynkowi wytrzymałości, stateczności, trwałości, niezawodności, racjonalnej energochłonności podczas eksploatacji budynku, uprzemysłowionego wznoszenia.

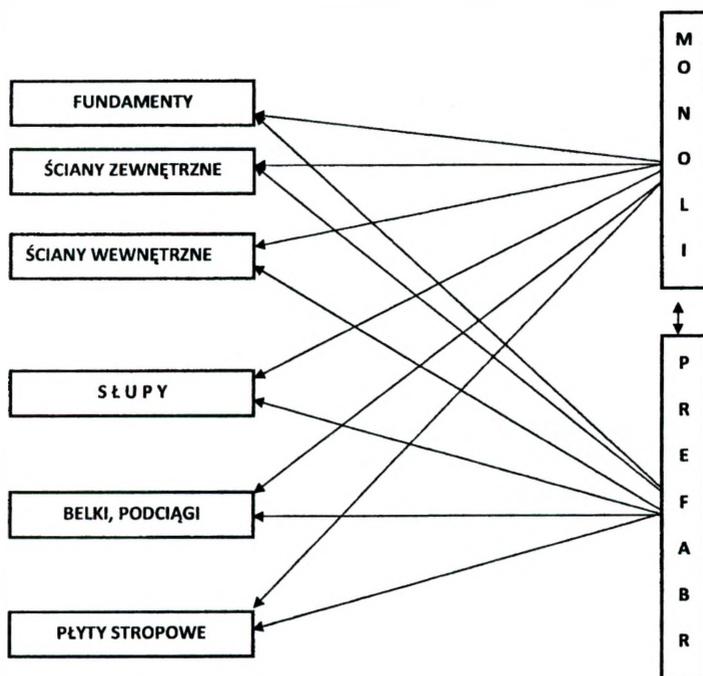
Konieczne jest również uwzględnienie wymagań przeciwpożarowych, ekologicznych, architektonicznych, ekonomicznych i oszczędności energetycznych podczas wykonywania procesów budowlanych, które mają bezpośredni wpływ na zakres i jakość rozwiązania funkcji budynku i jego charakterystyki techniczne.

W artykule przedstawiono propozycję algorytmu projektowania uwarunkowań technicznych procesu wznoszenia budynków z elementów prefabrykowano-monolitycznych w temperaturach obniżonych i zimowych.

Podstawowe założenia: ze względu na warunki tężenia mieszanki betonowej odbiegające od warunków normalnych wiodącym procesem jest realizacja konstrukcyjnych elementów budynku z betonu monolitycznego zbrojonego; uwarunkowania cieplno-fizyczne zapewniają uzyskanie przez beton wytrzymałości  $80\%R_{28}$ .

**1. Podział elementów budynku o konstrukcji żelbetowej prefabrykowano-monolitycznej.** Schemat możliwych trzydziestu sześciu wariantów konstrukcji żelbetowej prefabrykowano-monolitycznej przedstawiono na rys 1.

Schemat blokowy modelowania współzależności parametrów wznoszenia konstrukcji żelbetowej prefabrykowano-monolitycznej uwzględniający racjonalne wartości potencjału energetycznego przedstawiono na rys 2 [1].



Rys. 1 – Schemat wyboru kombinacji z elementów budynku

## 2. Schemat blokowy modelowania procesu wznoszenia konstrukcji nośnej budynku

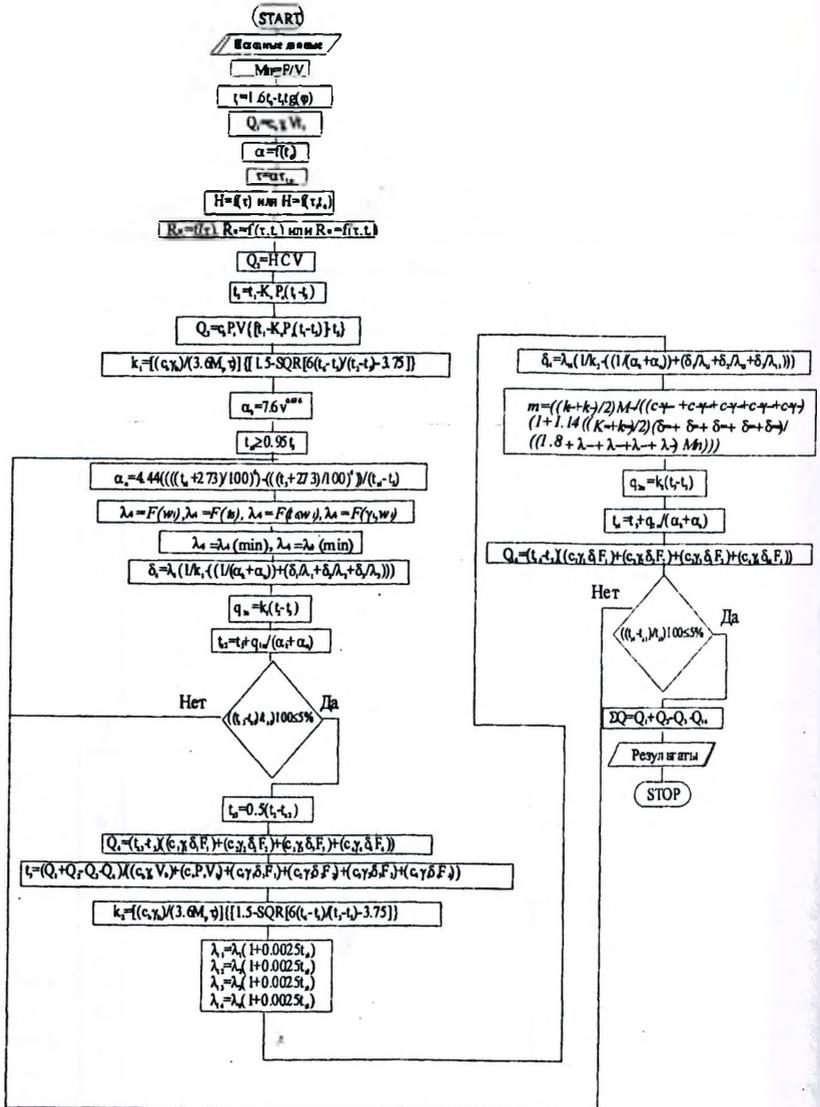


Рис. 2 – Блок-схемат алгоритму визначення умов технічних вносження будинків з елементів prefabryковано-монолітичних

### 3. Oznaczenia przyjęte w schemacie blokowym

#### 1. Cechy fizyczne materiałów i elementów konstrukcyjnych

$B$  – klasa betonu;

$C$  – ilość cementu,  $\text{kg}/\text{m}^3$ ;

$H$  – ciepło uwodnienia cementu,  $\text{kJ}/\text{kg}$ ;

$M^n$  – moduł powierzchniowy (czynnik kształtu) elementów konstrukcyjnych,  $\text{m}^{-1}$ ;

$n$  – ilość cykli zamrażania i odmrażania, cykl;

$P_s$  – ilość stali zbrojeniowej i wkładek montażowych,  $\text{kg}/\text{m}^3$ ;

$R_s$  – normowa wytrzymałość betonu na ściskanie,  $\text{MPa}$ ;

$R_u$  – wytrzymałość na ściskanie betonu odpornego na destrukcję mrozową,  $\text{MPa}$  lub  $\%R_{28}$ ;

$V$  – objętość elementów konstrukcyjnych,  $\text{m}^3$ .

#### 2. Charakterystyki cieplno-fizyczne materiałów

$c_b$  – ciepło właściwe świeżego betonu,  $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot^\circ\text{C})$ ;

$c_i$  – ciepło właściwe kolejnych warstw formy,  $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot^\circ\text{C})$ ;

$c_s$  – ciepło właściwe stali,  $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot^\circ\text{C})$ ;

$d_i$  – grubość kolejnych konstrukcyjnych i termoizolacyjnych warstw formy,  $\text{m}$ ;

$d_{t_i}$  – grubość warstwy termoizolacyjnej,  $\text{m}$ ;

$w_i$  – wilgotność materiałowa kolejnych warstw formy,  $\%$ ;

$\gamma_b$  – gęstość pozorna betonu,  $\text{kg}/\text{m}^3$ ;

$\gamma_i$  – gęstość pozorna kolejnych konstrukcyjnych i termoizolacyjnych warstw formy,  $\text{kg}/\text{m}^3$ ;

$\gamma_s$  – gęstość pozorna stali,  $\text{kg}/\text{m}^3$ ;

$\lambda_b$  – współczynnik przewodzenia ciepła świeżego betonu,  $\text{W}/(\text{m}\cdot^\circ\text{C})$ ;

$\lambda_s$  – współczynnik przewodzenia ciepła stali,  $\text{W}/(\text{m}\cdot^\circ\text{C})$ ;

$\lambda_i$  – współczynnik przewodzenia ciepła kolejnych,  $\text{W}/(\text{m}\cdot^\circ\text{C})$ ;

$\alpha$  – współczynnik obliczeniowy funkcji "czas – temperatura".

#### 3. Charakterystyki procesów technologicznych

$\tau$  – czas osiądnięcia przez beton odporności na destrukcję mrozową,  $\text{h}$ ;

$k_1$  – współczynnik przenikania ciepła obliczany z uwzględnieniem ogrzania stali,  $\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ ;

$k_2$  – współczynnik przenikania ciepła obliczany z uwzględnieniem procesu ogrzania formy,  $\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ ;

$Q$  – nakłady energii cieplnej procesu twardnienia betonu elementu konstrukcyjnego,  $\text{MJ}/\text{m}^3$ ;

$Q_1$  – ilość ciepła w świeżym betonie w chwili zagęszczania mieszanki betonowej,  $\text{MJ}/\text{m}^3$ ;

$Q_2$  – ilość ciepła w betonie na skutek uwodnienia cementu,  $\text{MJ}/\text{m}^3$ ;

$Q_3$  – ilość strat cieplnych na ogrzanie stali zbrojeniowej i wkładek montażowych,  $\text{MJ}/\text{m}^3$ ;

$Q_{t_i}$  – ilość strat cieplnych na ogrzanie konstrukcji formy termoizolacyjnej,  $\text{MJ}/\text{m}^3$ ;

$q_{1m}$  – gęstość strumienia ciepłego po ogrzaniu stali zbrojeniowej,  $W/m^2$ ;  
 $q_{2m}$  – gęstość strumienia ciepłego po ogrzaniu stali zbrojeniowej i formy ocieplanej,  $W/m^2$ ;  
 $t_1$  – temperatura uformowanego betonu mierzona po zagęszczaniu,  $^{\circ}C$ ;  
 $t_2$  – temperatura betonu po ogrzaniu stali zbrojeniowej i wkładek montażowych,  $^{\circ}C$ ;  
 $t_3$  – temperatura uformowanego betonu po ogrzaniu konstrukcji formy termoizolacyjnej,  $^{\circ}C$ ;  
 $t_5$  – temperatura otoczenia (powietrza),  $^{\circ}C$ ;  
 $t_6$  – temperatura twardniejącego betonu (średnia),  $^{\circ}C$ ;  
 $t_{z1}$  – temperatura mierzona na zewnętrznej powierzchni formy,  $^{\circ}C$ ;  
 $t_{z2}$  – temperatura na zewnętrznej powierzchni formy sprawdzona obliczeniem,  $^{\circ}C$ ;  
 $t_{z3}$  – średnia temperatura na zewnętrznej powierzchni formy,  $^{\circ}C$ ;  
 $t_{z4}$  – temperatura na zewnętrznej powierzchni formy sprawdzana i uściślona,  $^{\circ}C$ ;  
 $v$  – prędkość wiatru,  $m/s$ ;  
 $\alpha_k$  – współczynnik przejmowania ciepła przez konwekcję,  $W/(m^2 \cdot K)$ ;  
 $\alpha_n$  – współczynnik przejmowania ciepła przez promieniowanie,  $W/(m^2 \cdot K)$ ;  
 $\Sigma Q$  – potencjał energetyczny procesu uzyskania przez beton odporności na destrukcję mrozową,  $MJ/m^3$ ;  
 $W$  – gradient skalarnego pola potencjału energetycznego,  $(MJ/m^3)^{\circ}C$ ;  
 $T_p$  – pracochłonność procesu produkcji i montażu formy ocieplanej,  $r \cdot g/m^3$ ;  
 $T_{bz}$  – technologia wznoszenia budynku.

#### 4. Pochodne parametry procesu wznoszenia budynku w temperaturach obniżonych

$dt_1/d\tau - m = (\alpha_{opt} M_n) / [(1 + K_{\phi} \alpha_{opt} / \lambda_{\phi} M_n) c_0 \gamma_0]$  – tempo stygnięcia konstrukcji,  $^{\circ}C/h$ .

V. Parametry i wyznaczniki do weryfikacji estymowanych modeli matematycznych

$a_0, b_0, a_n, b_n$  – współczynniki regresji;

$d$  – dokładność wzoru, %;

$k_r$  – krzywizna linii w danym punkcie;

$k_{rs}$  – średnia krzywizna linii na rozpatrywanym odcinku;

$k_{rs}^p$  – średnia krzywizna linii w rozpatrywanym punkcie;

$k_{rs}^G$  – średnie wartości pełnej krzywizny Gaussa w rozpatrywanym punkcie;

$R$  – współczynnik korelacji;

$R^2$  – współczynnik determinacji;

$R_{krs}$  – promień krzywizny;

$Sost$  – resztkowa średniokwadratowa pozostałość;

$\Sigma(y_i - \hat{y}_i)^2$  – minimalna wartość sumy kwadratów różnic między wartościami danych doświadczanych i zaprosymowanych;

$[(y_i - \hat{y}_i) / y_i] \cdot 100$  – odchyłka wartości danych doświadczanych od teoretycznych, %;

$y'$  – pierwsza pochodna funkcji celu;

$y''$  – druga pochodna funkcji celu.

**5. Modelowanie i optymalizacja parametrów procesu wznoszenia konstrukcji nośnej budynku.** Estymowany model matematyczny odzwierciedlający prawidłowości zmian wartości potencjału energetycznego procesu wznoszenia budynku z elementów prefabrykowanego-monolitycznych z betonu klasy C16/20 przy uwzględnieniu łącznego oddziaływania najistotniejszych charakterystyk materiałowo-konstrukcyjnych, ciepłno-fizycznych i organizacyjno-technologicznych jest hiperpowierzchnia drugiego stopnia [2]

$$\Sigma Q = 44.416 + 10.532M_n + 0.836t_1 + 5.677k_2 - 0.311M_n t_1 - 4.501M_n k_2 + 0.542t_1 k_2 + 0.563M_n^2 + 0.011t_1^2 + 1.5103k_2^2 \quad (1)$$

Przydatność modelu gwarantowana za pomocą następujących parametrów określonych wyznaczników: stopnia swobody większej dyspersji  $f_2 = 5.00$ ; kryterium Fuszera  $F = 159.60$ ; współczynnika korelacji  $R = 0.9988$ .

Procedurę optymalizacji wzajemnych powiązań oraz ustalenia prawidłowości zmian wartości czynników oddziaływujących na budowlę obiektu z elementów prefabrykowanego - monolitycznych przedstawiono za pomocą metody „najszybszego sływu w dół” [3].

Algorytm optymalizacji powiązań między istotnymi wskaźnikami funkcji celu  $\Sigma Q = F(M_n, t_1, k_2)$  wyznaczono za pomocą następujących obliczeń:

a) określenia współrzędnych punktu wyjściowego;

b) wyznaczenia wartości pochodnej funkcji celu w punkcie wyjściowym;

$$\begin{aligned} \frac{\partial y_p}{\partial \alpha_1} &= b_1 + b_{12}x_2 + b_{13}x_3 + 2b_{11}x_1 \\ \frac{\partial y_p}{\partial \alpha_2} &= b_2 + b_{12}x_1 + b_{23}x_3 + 2b_{22}x_2; \\ \frac{\partial y_p}{\partial \alpha_3} &= b_3 + b_{13}x_1 + b_{23}x_2 + 2b_{33}x_3 \end{aligned} \quad (2)$$

c) wyznaczenia wartości kolejnych współrzędnych punktów w kierunku których należy iść, korzystając z układu równań określonego typu

$$x_i^{(k+1)} = x_i^{(k)} \pm \theta \left[ \frac{\partial y}{\partial x_i^{(k)}} \right] \quad (3)$$

$$x_1^{(1)} = x_1^{(0)} - h \cdot \text{sign} \left[ \frac{\partial y}{\partial x_1^{(0)}} \right]$$

$$x_2^{(1)} = x_2^{(0)} - h \cdot \text{sign} \left[ \frac{\partial y}{\partial x_2^{(0)}} \right]$$

$$x_3^{(1)} = x_3^{(0)} - h \cdot \text{sign} \left[ \frac{\partial y}{\partial x_3^{(0)}} \right]$$

$$x_k^{(1)} = x_k^{(0)} - h \cdot \text{sign} \left[ \frac{\partial y}{\partial x_k^{(0)}} \right]$$

gdzie  $\theta$  – współczynnik proporcjonalności (w przypadku sływu w kierunku maksymalnych wartości funkcji celu należy stosować znak "+"),

$\frac{\partial y}{\partial x^{(k)}}$  - pochodna funkcji celu w punkcie poprzedzającym.

Optymalizacja funkcji  $\Sigma Q = F(M_n, t_1, k_2)$  jest procesem optymalizacji wartości potencjału energetycznego cieplnego, która pozwala określić bliskie do optymalnych wartości najistotniejszych charakterystyk materiałowo-konstrukcyjnych, cieplno-fizycznych i organizacyjno-technologicznych: minimalne np. dla elementów budynku o  $M_n = 4 \text{ m}^{-1}$ ,  $t_1 = 12.6^\circ\text{C}$ ;  $k_2 = 0.82 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ ;  $\Sigma Q = 87.52 \text{ MJ/m}^3$  i maksymalne – przy  $M_n = 8 \text{ m}^{-1}$ ,  $t_1 = 12.6^\circ\text{C}$ ;  $k_2 = 2.34 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ ;  $\Sigma Q = 127.348 \text{ MJ/m}^3$ .

Ze względów zapewnienia uwarunkowań uzyskania przez beton wymaganej wytrzymałości i jej wpływu na nośność, sztywność, trwałość i niezawodność elementów konstrukcyjnych budynków z elementów prefabrykowanego – monolitycznych budowa monolitycznej części tych budynków w temperaturach obniżonych jest procesem wiodącym, wymagającym szczególnej wiedzy z zakresu projektowania i odpowiedzialności przy wznoszeniu obiektu.

6. Zalecane uwarunkowania wznoszenia konstrukcji prefabrykowanego monolitycznej przedstawiono w tab.1,2,3,4

Tabela 1 – Określenie racjonalnych przedziałów zmienności początkowej temperatury betonu pod wpływem temperatury otoczenia i stopnia nasycenia konstrukcji o  $M_n = 7 \text{ m}^{-1}$  przez metal pod warunkiem, gdy  $[(t_{21}-t_{22}) * 100] \leq 5\%$  i  $[(t_{21}-t_{24}) * 100] \leq 5\%$

lp	$t_2$ °C	$t_1$ °C	Nasycenie konstrukcji przez metal $P_s$ , kg/m <sup>3</sup>						
			300	250	200	150	100	50	1
1	-25	$t_{1 \text{ d m}}$	16,6	16,6	16,6	16,6	16,6	16,6	16,6
2		$t_{1 \text{ g d}}$	47,0	47,0	47,0	47,0	45,4	43,8	39,0
3	-20	$t_{1 \text{ d m}}$	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6
4		$t_{1 \text{ g d}}$	42,4	42,4	42,4	40,8	40,8	39,2	34,4
5	-15	$t_{1 \text{ d m}}$	10,6	10,6	10,6	10,6	10,6	10,6	10,6
6		$t_{1 \text{ g d}}$	36,2	36,2	34,6	34,6	34,6	33,0	29,8
7	-10	$t_{1 \text{ d m}}$	7,6	7,6	7,6	7,6	7,6	7,6	7,6
8		$t_{1 \text{ g d}}$	28,4	28,4	28,4	28,4	26,8	26,8	23,6
9	-5	$t_{1 \text{ d m}}$	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6
10		$t_{1 \text{ g d}}$	19,0	19,0	19,0	19,0	17,4	17,4	14,2
11	-1	$t_{1 \text{ d m}}$	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2
12		$t_{1 \text{ g d}}$	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	3,8

Tabela 2 – Jw. lecz przy wznoszeniu monolitycznych konstrukcji  $M_n = 8 \text{ m}^{-1}$

lp	$t_2$ °C	$t_1$ °C	Nasycenie konstrukcji przez metal $P_s$ , kg/m <sup>3</sup>						
			300	250	200	150	100	50	1
1	-25	$t_{1 \text{ d m}}$	16,6	16,6	16,6	16,6	16,6	16,6	16,6
2		$t_{1 \text{ g d}}$	47,0	47,0	47,0	47,0	47,0	45,4	40,6
3	-20	$t_{1 \text{ d m}}$	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6
4		$t_{1 \text{ g d}}$	42,4	42,4	42,4	42,4	40,8	39,2	36,0
5	-15	$t_{1 \text{ d m}}$	10,6	10,6	10,6	10,6	10,6	10,6	10,6
6		$t_{1 \text{ g d}}$	36,2	36,2	36,2	36,2	34,6	33,0	29,8
7	-10	$t_{1 \text{ d m}}$	7,6	7,6	7,6	7,6	7,6	7,6	7,6
8		$t_{1 \text{ g d}}$	28,4	28,4	28,4	28,4	26,8	26,8	23,6
9	-5	$t_{1 \text{ d m}}$	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6
10		$t_{1 \text{ g d}}$	19,0	19,0	19,0	19,0	17,4	17,4	15,8
11	-1	$t_{1 \text{ d m}}$	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2
12		$t_{1 \text{ g d}}$	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	3,8

Tabela 3 – Zalecane przedziały zmian racjonalnej wartości współczynnika przenikania ciepła przy wznoszeniu monolitycznych konstrukcji  $M_n = 7 \text{ m}^{-1}$  w warunkach, gdy  $[(t_{z1}-t_{z2}) \cdot 100] \leq 5\%$  i  $[(t_{z1}-t_{z4}) \cdot 100] \leq 5\%$

Lp	$t_s$ °C	$k_2$ W/m <sup>2</sup> K	Nasylenie konstrukcji przez metal $P_s$ , kg/m <sup>3</sup>						
			300	250	200	150	100	50	1
1	-25	$k_{2 \text{ dm}}$	0,487	0,504	0,523	0,543	0,565	0,598	0,617
2		$k_{2g \text{ d}}$	1,178	1,239	1,304	1,372	1,387	1,400	1,282
3	-20	$k_{2 \text{ dm}}$	0,486	0,504	0,522	0,543	0,564	0,588	0,616
4		$k_{2g \text{ d}}$	1,114	1,173	1,236	1,247	1,314	1,326	1,211
5	-15	$k_{2 \text{ dm}}$	0,484	0,502	0,521	0,541	0,563	0,587	0,615
6		$k_{2g \text{ d}}$	1,003	1,057	1,064	1,122	1,183	1,191	1,139
7	-10	$k_{2 \text{ dm}}$	0,481	0,499	0,518	0,539	0,561	0,585	0,613
8		$k_{2g \text{ d}}$	0,850	0,897	0,946	0,998	1,002	1,060	1,011
9	-5	$k_{2 \text{ dm}}$	0,472	0,490	0,510	0,531	0,553	0,578	0,607
10		$k_{2g \text{ d}}$	0,669	0,707	0,746	0,789	0,791	0,837	0,799
11	-1	$k_{2 \text{ dm}}$	0,427	0,448	0,469	0,492	0,517	0,544	0,466
12		$k_{2g \text{ d}}$	0,444	0,469	0,495	0,523	0,553	0,585	0,595

Tabela 4 – Jw. lecz przy wznoszeniu monolitycznych konstrukcji  $M_n = 8 \text{ m}^{-1}$

Lp	$t_s$ °C	$k_2$ W/m <sup>2</sup> K	Nasylenie konstrukcji przez metal $P_s$ , kg/m <sup>3</sup>						
			300	250	200	150	100	50	1
1	-25	$k_{2 \text{ dm}}$	0,409	0,424	0,440	0,457	0,475	0,495	0,519
2		$k_{2g \text{ d}}$	0,990	1,042	1,097	1,155	1,217	1,231	1,133
3	-20	$k_{2 \text{ dm}}$	0,408	0,423	0,439	0,456	0,475	0,495	0,518
4		$k_{2g \text{ d}}$	0,935	0,985	1,038	1,094	1,105	1,114	1,07
5	-15	$k_{2 \text{ dm}}$	0,407	0,422	0,438	0,455	0,474	0,494	0,517
6		$k_{2g \text{ d}}$	0,840	0,886	0,934	0,986	0,993	0,999	0,955
7	-10	$k_{2 \text{ dm}}$	0,404	0,419	0,435	0,453	0,471	0,491	0,515
8		$k_{2g \text{ d}}$	0,709	0,749	0,791	0,835	0,839	0,887	0,847
9	-5	$k_{2 \text{ dm}}$	0,395	0,411	0,427	0,445	0,464	0,485	0,509
10		$k_{2g \text{ d}}$	0,554	0,586	0,620	0,656	0,659	0,697	0,702
11	-1	$k_{2 \text{ dm}}$	0,353	0,375	0,389	0,408	0,429	0,452	0,383
12		$k_{2g \text{ d}}$	0,363	0,385	0,407	0,431	0,456	0,483	0,493

**Podsumowanie.** Opracowano algorytm, modele matematyczne i parametry do opisywania uwarunkowań technologiczno - organizacyjnych wznoszenia elementów konstrukcyjnych budynku z betonu monolitycznego w zimie klimatu umiarkowanego.

### Literatura

1. Bobko, T. Optymalizacja potencjału energetycznego tężenia mieszanek betonowej w aspekcie zapewnienia wymaganej mrozoodporności betonu i elementów konstrukcyjnych: monografia. – Częstochowa 1997.
2. Bobko, I. Systemowe metody projektowania przegród termoizolacyjnych, zapewniających zadany potencjał energetyczny procesów technologicznych: praca doktorska. – Moskwa, 2002.
3. Tichomirow, W. Planowanie i analiza eksperymentu. – M., 2004.

**РЕГУЛИРОВАНИЕ ЗАПАСОВ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ ИЗДЕЛИЙ НА ПРЕДПРИЯТИЯХ СТРОЙИНДУСТРИИ**

Куган С.Ф.

**Введение.** Система регулирования запасов предполагает оптимизацию производственных запасов. Оптимизация производственных запасов может осуществляться по различным критериям. Профессор В. Асанович рассматривает оптимизацию управления запасами с учетом временной стоимости денег [1]. Р. Уилсон рассматривает в качестве критерия оптимизации минимальные затраты. Это характерно для торговых предприятий. В стройиндустрии в качестве критерия выступает оптимизация отношения между затратами и потерями основного производства. Этот критерий использован в данной статье.

Управление предприятием можно рассматривать как планирование, организацию, контроль и регулирование материальных, информационных и финансовых потоков и запасов. Под потоком мы подразумеваем дискретное или непрерывное движение любого ресурса в определенном направлении и с заданной целью. Для того, чтобы обеспечить непрерывность потоков, создаются запасы. Под запасом мы понимаем накопленные и сосредоточенные в одном месте ресурсы. Формирование запасов требует финансирования и времени. Излишние запасы извлекают из оборота ресурсы предприятия.

Большую часть запасов предприятия представляют материалы. Поэтому именно для них необходима оптимизация.

**Оптимизация сырьевых запасов.** Оптимизацию запасов смоделируем на примере.

Запасы сырья и материалов рассчитываются исходя из запланированных потребностей предприятия. Эти потребности отражены в производственном плане, там же производится расчёт товарной продукции в действующих ценах [2].

План производства плит пустотного настила на 2008 год по филиалу «Завод ЖБК» ОАО «Строительный трест №8» составляет на год 11850 м<sup>3</sup> со следующей разбивкой по кварталам:

I квартал – 2820 м<sup>3</sup>; II квартал – 2920 м<sup>3</sup>; III квартал – 3020 м<sup>3</sup>; IV квартал – 3090 м<sup>3</sup>.

Исходя из плана производства рассчитывается потребность под производство в материалах. Расчёт расхода материалов поквартально для производства плиты пустотного настила представлен в таблице 1.

Требования к материалам указаны в «Технологической карте» для плит перекрытия железобетонных пустотных ТК-3-03 [3].

Закупка сырья и материалов требует достаточных денежных вложений и времени, поэтому запасы сырья и материалов рассчитываются с резервом 5-7 дней.

В силу различных причин в текущем месяце заявка на потребность в плитах уточняется, может возникнуть ситуация, когда запаса материалов, например, арматурной стали, для бесперебойного производства плит может не хватить. Или уже на этапе изготовления и сварки арматурных сеток и каркасов происходит непредвиденный перерасход арматуры из плановых запасов в текущем пе-

рию, что может повлечь за собой сбой законченного технологического цикла. Поэтому руководство предприятия нуждается в самой оперативной информации, чтобы не только просчитать предполагаемые расходы, но и иметь возможность дополнительно заказать недостающие объёмы материалов. Дополнительный заказ в силу специфичности производства на металлургическом предприятии выполнить проблематично, и руководству рассматриваемого предприятия приходится прибегать к услугам Белорусской Товарной Биржи.

Таблица 1 – Поквартальный расчёт расхода материалов, входящих в состав изделия ПК60.15-8Фт800а (плита пустотного настила)

№ п/п	Наименование материала	Ед. изм.	I квартал	II квартал	III квартал	IV квартал
1	Цемент М500	тн	389,160	402,960	416,780	426,420
2	Щебень 5-20гр 4	тн	2044,500	2117,000	2189,500	2240,250
3	Песок природный	тн	1463,580	1515,480	1567,980	1603,710
4	Вода	м3	115,620	119,720	123,820	126,690
5	Металл А1 12мм	кг	6102,480	6318,880	6535,280	6686,760
6	Металл АТ800 12мм	кг	40492,380	41928,280	43364,180	44369,310
7	Металл ВР 3мм	кг	205,860	213,160	220,460	225,570
8	Металл ВР 4мм	кг	4520,460	4680,760	4841,060	4953,270
9	Электроды	кг	219,960	227,760	235,560	241,020
10	Смазки	кг	1128	1168	1208	1236

Используя данные технологической карты, в которой объём расхода и прочностные характеристики указаны в соответствии с ТУ и ГОСТами, мы можем рассчитать запасы стали на начало и конец периода, средние запасы, коэффициент оборачиваемости и другие экономические показатели, а затем применить к ним минимальный временной интервал, допускаемый по технологии производства.

Если известны запасы на начало периода, их выбытие и поступление за период, то запасы на конец периода мы можем определить по формуле:

$$Z_k = Z_n + Z_p - Z_v, \quad (1)$$

где  $Z_k$ ,  $Z_n$  – запасы на конец и начало периода;  $Z_n, Z_v$  – запасы поступившие и выбывшие за указанный период.

Зная величину запасов на начало и конец периода, можно рассчитать средние запасы за период ( $Z_{cp}$ ) как среднеарифметическое значение:

$$Z_{cp} = (Z_{cp1} + Z_{cp2} + \dots + Z_{cpn}) / n. \quad (2)$$

Коэффициент оборачиваемости запасов рассчитывается по формуле:

$$k_{об} = \frac{Z_n}{Z_{cp}}. \quad (3)$$

Длительность оборота за период покажет, сколько в среднем дней запасы находятся на складе предприятия:

$$D_{об} = \frac{t}{k_{об}}, \quad (4)$$

где  $t$  – длительность периода в днях.

На основе формул 1–4 мы можем получить следующий расчёт движения запасов стали при производстве плит пустотного настила (табл. 2).

Таблица 2 – Расчёт производственного движения запасов арматурной стали за январь 2008г.

	1 неделя	2 неделя	3 неделя	4 неделя	За месяц
Запасы на начало периода (кг)	4290	3521	2715	1831	4290
Поступило (кг)	2872	3015	3303	3733	12923
Отпущено (кг)	3641	3821	4187	4732	16381
Запасы на конец периода (кг)	3521	2715	1831	832	832
Средний запас	3906	3118	2273	1332	2561
Кэффициент оборачиваемости	0,9	1,23	1,84	3,6	6,4
Длительность оборота в днях	7,7	5,6	3,8	1,94	4,6

Как видно из данных таблицы, длительность оборота арматурной стали уменьшается при увеличении коэффициента оборачиваемости.

Для производства используются текущие запасы материалов, идущих на изготовление плит пустотного настила. Поэтому основной задачей управления в этой ситуации является не только контроль за расходом запасов, но и определение времени их пополнения и расчёта величины заказываемой партии. Используя информацию в режиме реального времени о состоянии запасов, руководитель может осуществить закупку недостающего объёма стали арматурной, минуя товарную биржу, и время выполнения заказа с 7 дней в данной ситуации уменьшается.

Мы можем рассчитать основные параметры по запасам стали арматурной исходя из плановых годовых производственных данных по плитам:

- 1) годовая потребность ( $V_r$ ) в металле составляет 66 т;
- 2) количество рабочих дней ( $t_r$ ) в году принято считать равным 300 дн.;
- 3) плановая норма отгрузки ( $V_{но}$ ) составляет 5,5 т;
- 4) время, затрачиваемое на транспортировку ( $t_{тр}$ ) одной партии металла составляет 4 дня;
- 5) время задержки ( $t_z$ ) равно 2 дням;
- 6) время подготовительных операций ( $t_{под}$ ) составляет 1 день.

Указанные выше данные позволяют нам рассчитать максимальный уровень текущего запаса, величину страхового и подготовительного запасов, а также другие значения, приняв максимальный уровень текущего запаса равным норме отгрузки, а также зная периодичность поставок, мы можем построить график движения текущего запаса при равномерном потреблении (рис. 1) и рассчитать параметры системы управления запасами (табл. 3).

Таблица 3 – Параметры системы управления запасами

Показатели, обозначения	Единица измерения	Значение
1	2	3
1. годовая потребность в запасе, $V_r$	т	66
2. количество рабочих дней за год, $t_r$	день	300
3. среднесуточный расход материала, $V_{ср} = V_r / t_r$	т	0,22
4. оптимальный размер заказа, $V_{max} = V_{но}$	т	5,5
5. количество поставок, $k_n = V_r / V_{но}$	-	12
6. периодичность поставок, $t_{пеп} = t_r / k_n$	день	25
7. время выполнения заказа поставки, $t_{тп}$	день	4
8. точка заказа, $t_z = V_{ср} \cdot t_{тп}$	т	0,88

	1	2	3
9. средняя величина текущего заказа. $V_{нт} = V_{max} / 2$		т	2,75
10. страховой запас, $V_{сг} = V_{ср} * 2$		т	0,44
11. подготовительный запас. $V_{поз} = V_{ср} * 1$		т	0,22
12. запасы в пути, $V_{пт} = V_{ср} * 4$		т	0,88
13. величина производственного запаса $V_{пр} = V_{нт} + V_{сг} + V_{поз} + V_{пт}$		т	4,29
14. размер заказываемой партии $V_з = V_{max} - (V_{нт} + V_{сг}) + V_{ср} * t_{тр}$		т	1,430

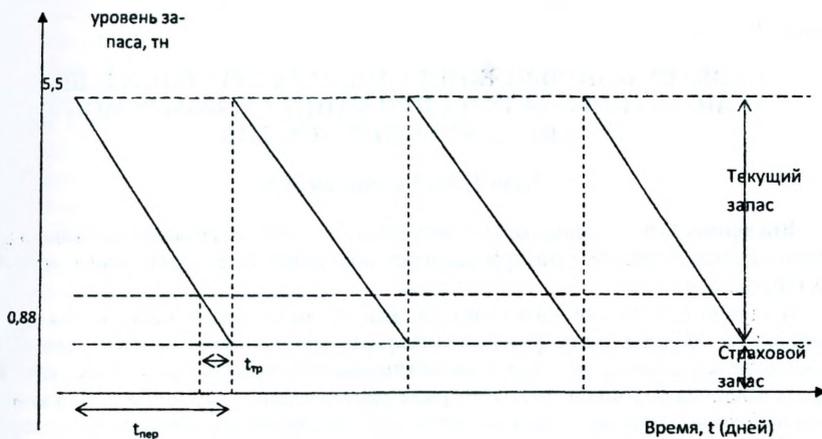


Рисунок 1 – График движения текущего запаса стали арматурной в течение года

В таблице 3 сделан расчет величины производственного запаса. Эта величина является тем уровнем, при котором осуществляется полноценный производственный цикл.

На графике 1 показаны значения страхового и текущего запаса. При достижении запаса равного 0,88 т, мы производим дозаказ используя остаток текущего запаса до момента поступления новой партии.

По технологическому циклу временной интервал изготовления плиты пустотного настила (пропарка) составляет 12 часов. Производство плит идёт в две смены, поэтому руководителю предприятия необходимо предусматривать ситуацию перерасхода и сокращать время выполнения заказа по наращиванию имеющихся запасов стали арматурной до одного дня. Это возможно только в том случае, если руководитель будет получать информацию о состоянии запасов в режиме реального времени, что позволит ему, в свою очередь, осуществить дополнительный заказ.

**Закключение.** Применение рассмотренных расчетов позволит принимать оптимальные управленческие решения по вопросам воспроизводства материальных ресурсов. Необходимо помнить, что в реальных системах управления материальными ресурсами перечень номенклатуры производимой продукции может измеряться сотнями и даже тысячами наименований. Поэтому суммарный показатель возможного повышения эффективности системы может оказаться весьма существенным.

### Список цитированных источников

1. Асанович, В. Оптимизация стратегий управления запасами с учётом временной стоимости денег // Финансовый директор – 2008 – № 9.
2. Бизнес-план на 2008 год по филиалу «Завод ЖБК» ОАО «Стройтрест №8» г. Брест.
3. Технологическая карта на плиты перекрытий железобетонные многопустотные для зданий и сооружений ТК-3-03: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2003.
4. Ивашкевич, В.Б. Организация управленческого учёта по центрам ответственности и местам формирования затрат // Бухгалтерский учёт. – 2000. – № 5. – С. 56–59.

УДК 693.5:624.21

## ПРОБЛЕМЫ ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА ПРИГОТОВЛЕНИЯ МОНОЛИТНОГО БЕТОНА ПРИ КАПИТАЛЬНОМ РЕМОНТЕ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

Куш Н.Н., Гулицкая Л.В.

**Введение.** В последние годы отмечается увеличение объемов использования монолитного железобетона при капитальном ремонте автодорожных мостов и путепроводов.

В проектах капитального ремонта, как правило, предусматривается замена накладных сборных тротуаров на тротуары из монолитного железобетона. Бетон доставляется к месту укладки в автобетоносмесителях. К сожалению, качество приготовления бетонной смеси на плиты перекрытий железобетонных узлов (РБУ) или цементобетонных заводах (ЦБЗ) не всегда соответствует техническим условиям.

**Основные недостатки при производстве бетонных работ.** Один из авто-ров, работая в качестве представителя технического надзора, осуществлял контроль за производством работ по капитальному ремонту путепроводов на автомобильной дороге Р23 Минск-Слуцк-Микашевичи. При приемке бетона из автобетоновозов наблюдались следующие основные недостатки:

- несоответствие осадки конуса нормативным требованиям;
- наличие в бетонной смеси посторонних предметов – камней размером до 10-15 см, фрагментов затвердевшего бетона, обломков досок и т.д.;
- небрежное оформление паспортов на поступавший на стройплощадку бетон.

Несоответствие осадки конуса нормативным требованиям вызвано несоблюдением рецептуры приготовления смеси, нарушением технологии перемешивания.

Особо следует отметить поступление бетонной смеси повышенной подвижности (иногда просто жидкой) в дождливую погоду. Это говорит о том, что при приготовлении бетонной смеси на РБУ не вносились поправки на повышенную влажность заполнителей, особенно песка.

Попадание камней и досок в бетонную смесь объясняется недостаточным контролем за составом щебня, поступающего на ЦБЗ и РБУ. Кроме того, щебень и песок складировались, как правило, на грунтовых площадках, что также не исключает попадание в смеситель камней и других посторонних предметов.

Наличие в бетонной смеси фрагментов затвердевшего бетона очевидно связано с плохим качеством промывки емкостей как автобетоносмесителей, так и смесителей на ЦБЗ (РБУ). При приемке бетона в некоторых автобетоносмеси-

телях наблюдались напластования старого затвердевшего бетона на стенках емкости для бетона. Необходимая промывка емкостей на месте разгрузки зачастую осуществляется некачественно. Автобетоносмесители отправляются за новой партией бетона без высушивания емкостей, что может привести к ухудшению качества вновь загруженной бетонной смеси.

Как указывалось выше, основной документ на поступающую бетонную смесь – паспорт – зачастую заполнялся небрежно, неразборчиво. Как следствие, – сложность получения информации о классе бетона и других его характеристиках, включая наличие добавок и времени изготовления, а также – о фамилиях лиц, ответственных за качество изготовления бетона.

Судя по всему, оборудование РБУ некоторых подразделений РУП «Мостострой» не в полной мере отвечает современным требованиям. В Западной Европе, в частности, во Франции еще 20–25 лет назад были разработаны и серийно выпускались цементобетонные заводы с высокой степенью автоматизации и компьютеризации основных производственных процессов. Так, на выставке «Строительство Франции – 85» был представлен цементобетонный завод фирмы «Pataud» производительностью до 200 куб.м бетонной смеси в час, причем завод может работать полностью в автоматическом режиме. Компьютеры, которыми управляются основные производственные процессы, позволяют менять состав бетона в каждом замесе с точностью дозирования до 0,1%. На каждую отгруженную партию бетона распечатывается карточка со всеми характеристиками смеси и входящих в нее компонентов, с данными о поставщике и получателе. Имеет ли на сегодняшний день РБУ РУП «Мостострой» такой уровень культуры и технологии производства? Сомнительно. А ведь за прошедшие годы технологии производства бетонной смеси продолжали совершенствоваться. Таким образом, отставание нашей производственной базы, занятой выпуском монолитного бетона для мостостроения, от современных европейских производств – существенное.

**Заключение.** Что же можно сделать уже сейчас для улучшения качества приготовления монолитного бетона для мостостроения без закупки дорогостоящего импортного оборудования и значительных финансовых вложений? Для этого необходимо:

- соблюдать элементарный общий и технологический порядок на ЦБЗ и РБУ;
- отладить и систематически проверять состояние дозировочных устройств;
- своевременно очищать и промывать емкости смесителей и автобетоносмесителей от остатков бетона, с обязательным последующим просушиванием этих емкостей;
- иметь на ЦБЗ и РБУ влагомеры песка для корректировки объема воды в бетонной смеси в случае дождливой погоды, а также – приборы для точного измерения воды-затворителя (ваттметры);
- на каждом ЦБЗ и РБУ должны быть данные о химическом составе и жесткости воды, применяемой для затворения бетонной смеси;
- устраивать площадки с твердым покрытием для складирования песка и щебня, чтобы исключить попадание грунта и инородных предметов в бетонную смесь;
- рассмотреть целесообразность устройства навесов над складами песка и щебня, что позволит избежать резких колебаний их влажности при изменении погодных условий.

### Список цитированных источников

1. Бетонные и железобетонные работы. Справочник строителя. – Москва: Стройиздат. 1987. – 320 с.
2. Проблемы коррозии арматуры и долговечности железобетонных конструкций / Пер. с франц. // Транспортное строительство за рубежом. – Москва, 1984. – № 22. – С. 5–9.

УДК 621.762; 691.002(032)

## ВЛИЯНИЕ УГЛЕРОДНЫХ НАНОМАТЕРИАЛОВ НА СВОЙСТВА ЦЕМЕНТА

Рябчиков П.В., Батяновский Э.И., Якимович В.Д.

**Введение.** Для бетонов на цементном вяжущем из множества факторов, влияющих на процессы становления их свойств, определяющим является образование, накопление и системное взаиморасположение гидрокристаллов силикатной, алюминатной и ферритной составляющих портландцементного клинкера. Учитывая наноразмеры ( $\sim 8-15 \times 10^{-9}$  м) гидрокристаллов, специфику их образования и последующего взаимодействия, возможно предположить эффективность введения в такую систему твердофазных частиц иного, в частности, углеродного наноматериала. При этом возможно проявление эффективности двоякого рода: во-первых, ультрамикродисперсный углеродный наноматериал, характеризующийся огромным и сконцентрированным в нанобъеме потенциалом поверхности, может послужить катализатором процесса образования гидрокристаллов как более интенсивно (ускоренно) во времени, так и в значительно большем количестве; во-вторых, введение углеродных наноматериалов в виде волокон (нитей) могут способствовать проявлению армирующего эффекта на наноуровне, т.е. в формирующейся системе гидрокристаллических новообразований в объеме твердеющего цементного камня. В обоих случаях (но по различающимся схемам проявления эффекта) возможно повышение прочностных характеристик цементного камня, а на этой основе – бетона.

Для проверки выдвинутых гипотез в 2006 г. были начаты системные исследования, которые осуществляются совместно институтом тепло- и массообмена НАН Беларуси и Белорусским национальным техническим университетом на базе кафедры «Технология бетона и строительные материалы» и ее научно-исследовательской лаборатории.

**Получение и разновидности углеродных наноматериалов.** Вскоре после создания технологии получения фуллеренов (США, Р. Смоли, В. Курл, Т. Крото, 1984г.) было обнаружено, что в результате распыления графитового анода в электрической дуге наряду с молекулами фуллеренов образуются протяжённые структуры, представляющие собой свернутые в однослойную или многослойную трубку графитовые слои. Длина таких образований, получивших название «нанотрубки», достигает десятков микрон и на несколько порядков превышает их диаметр. При этом в отличие от фуллеренов, которые осаждаются вместе с сажей на стенках газоразрядной камеры, нанотрубки находятся преимущественно на поверхности катода. Как показали наблюдения, углеродные нанотрубки сочетают в себе свойства молекул и твердого тела и могут рассматриваться как промежуточное состояние вещества.

В процессе развития технологий получения углеродных наноматериалов (УНМ) [1-9 и др.] была выявлена множественность видов строения и размеров

формирующихся в различных условиях наноструктур, полученных различными методами и с использованием различных материалов, подвергавшихся разным способам модификации, разными приемами и веществами дополнительно обработанных (рис. 1).

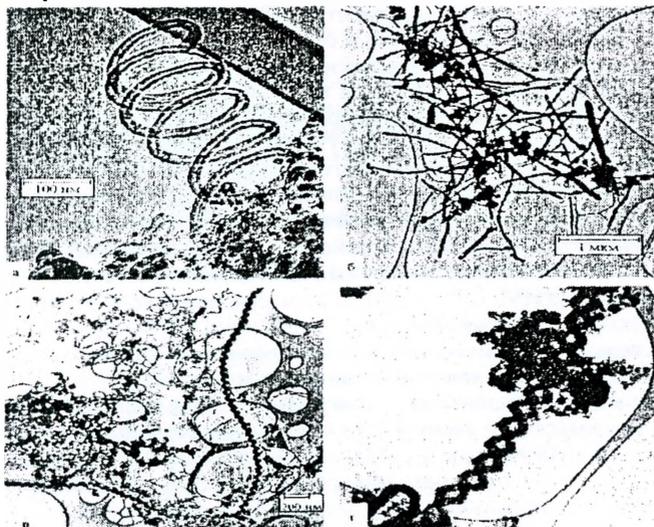


Рисунок 1 – Полученные с помощью электронного микроскопа фотографии структур углерода, образующихся в результате электролитического разрушения графитного катода

Результатами исследований по означенной проблеме, выполненных в институте тепло- и массообмена имени Лыкова НАН Беларуси, явилась разработка уникального способа их получения в плазме высоковольтного разряда [10] и создание соответствующего оборудования для реализации технологии производства УНМ [11]. Дальнейшее ее совершенствование позволило запатентовать способ получения углеродного наноматериала [12] в плазме высоковольтного разряда атмосферного давления (ВВРАД). Степень «чистоты» и качества полученного УНМ подтверждают данные работы [9, 13, 14] и данные института тепло- и массообмена НАН Беларуси [11, 12] по неочищенному углеродному наноматериалам.

В результате в Беларуси были созданы основы производства УНМ в количестве, достаточном не только для изучения свойств этих материалов, но и для

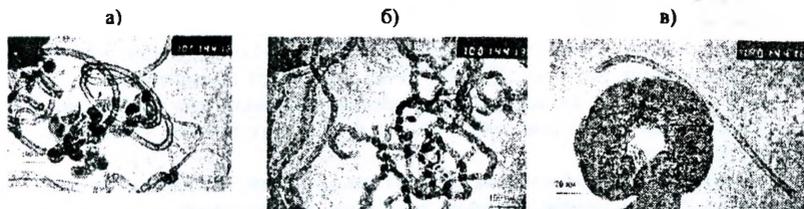


Рисунок 2 – Электронные микрофотографии неочищенного (а) и очищенного (б), (в) углеродного наноматериала

исследований по их практическому применению, в частности, в строительной отрасли. Задачами исследований, результаты которых частично приведены в настоящем материале, являлось установление закономерностей влияния разнообразных углеродных наноматериалов, полученных в ИТМО НАН Беларуси, на стандартизированные свойства цемента, на прочность и кинетику твердения цементного камня, его морфологию и структурообразование, на возможные изменения эффективности УНМ в зависимости от фазового состояния и способа введения вещества добавки в цемент и т.д.

**Введение УНМ в цемент (раствор, бетон).** В экспериментах использовали твердофазные вещества «УНМ», полученные в плазменном разряде; «УНМ-торф» – полученные из органического сырья; «УНМ-ПАВ» – полученные с введением поверхностно-активных веществ; суспензионные вещества (в воде), а также готовое вяжущее – портландцемент, с введенным в его состав УНМ путем совместного домола в лабораторной (шаровой) мельнице. Одной из задач исследований было решение проблемы равномерного распределения малых дозирок вещества УНМ: 0,1...0,001 % от массы цемента, в его объеме, которое осуществлено следующими приемами:

- предварительным смешиванием сухого вяжущего с сухим порошкообразным веществом в скоростных лопостных минисмесителях;
- предварительным смешиванием вяжущего с сухим порошкообразным веществом путем совместного домола в шаровой лабораторной мельнице;
- введением суспензионных и сухих порошкообразных УНМ в воду и образование суспензии в объеме воды затворения цемента путем интенсивного перемешивания (эмульгирования) перед введением ее в цемент;
- введение сухого порошкообразного УНМ в цемент (раствор, бетон) путем «эжекции», т.е. факелообразным направленным распылением с помощью сжатого воздуха, в процессе приготовления цементного теста (раствора, бетона).

**Стандартизированные свойства цемента.** В процессе выполнения исследований осуществлена проверка стандартизированных свойств цемента и бетонных смесей на вяжущем, модифицированном веществом УНМ. Из полученных экспериментальных данных следует, что введение в цемент с  $K_{нр} \sim 0,25-0,28$  вещества УНМ как в сухом, так и в суспензионном виде не изменяет практически величин коэффициента нормальной густоты вяжущего.

Установлено, что вещество добавки УНМ способно как сокращать сроки схватывания (эта тенденция благоприятна с позиций возможного ускорения гидролизно-гидратационного процесса и связанного с ним коагуляционного структурообразования), так и увеличивать их для УНМ, полученных из органических веществ, а также содержащих ПАВ, в сравнении с чистым вяжущим.

Проверка равномерности изменения объема показала, что введение в цемент всех исследуемых разновидностей УНМ до 0,1 % от его массы не вызывает ухудшения этого показателя.

Испытания на активность цементов М400–М600 показали, что введение в цемент некоторых разновидностей УНМ позволяет повысить ее до 30% от исходной и зависит от вещественного состава добавки, что требует выполнения дополнительных исследований с целью выявления причин и закономерностей данного явления.

**Прочность и морфология цементного камня.** На рисунках №№ 1 (а–г) приведены систематизированные, наиболее характерные и значимые данные результатов экспериментальных исследований влияния различных УНМ на прочность цементного камня.

Несмотря на существенный (а в отдельных случаях и взаимоисключающий) разброс величин прочности (на сжатие) образцов цементного камня  $20 \times 20 \times 20$  мм, модифицированного тем или иным вариантом УНМ, относительно прочности «чистого» цементного камня, принятой за 100 % и полученной «при прочих равных условиях», выявлены вещества, способствующие в малых (до 0,05%) дозировках росту его прочности.

Подтверждена эффективность введения УНМ в цемент совместным домолом, что позволяет рассчитывать на эффективность введения УНМ в вяжущее на стадии его производства, например, при помолу портландцементного клинкера.

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 начальные исследования проб затвердевшего цементного камня методом термического разложения (детермического анализа) и рентгено-фазового анализа.

Полученные дериватограммы (рис. 2, а и б) температурного разложения проб (приведены частично) цементного камня без и с наличием вещества УНМ (0,05% от МЦ) свидетельствуют об их подобии вплоть до температуры, примерно в  $600^\circ\text{C}$ . За пределами этой температуры есть отличия в графиках «ДТА» и «ДТГ», свидетельствующие об изменении реакций разложения в этой температурной области в пробах цементного камня с УНМ. Эти данные подтверждают результаты рентгено-фазового анализа (не приведены в статье). Можно предположить, что это явление связано с влиянием вещества УНМ на морфологию новообразований, т.к. температурная «зона» разложения основной части гидрокристаллов (выделения химически связанной ими воды) приходится, примерно, на  $\geq 600^\circ\text{C}$  (см. дериватограмму «чистого» цементного камня, рис. 2,а). Не исключено также, что рассматриваемые изменения дериватограмм связаны с разложением собственно вещества УНМ, т.к. температурное разложение разновидности графита соответствует диапазону значений  $t \sim 670\text{--}830^\circ\text{C}$  (для сажи),  $t \geq 900^\circ\text{C}$  (для чистого графита). С учетом этого обстоятельства выполняются дальнейшие исследования.

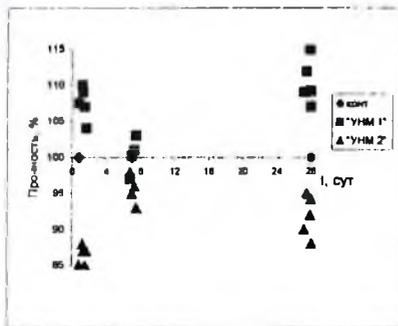


Рисунок 1а – Прочность цементного камня с УНМ (С-0,05% от МЦ) нормально-влажностного твердения

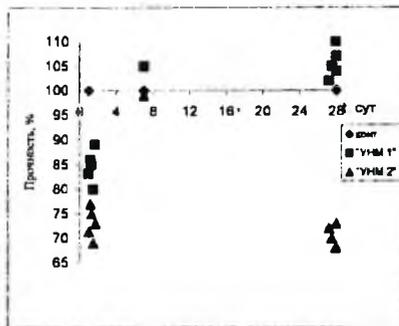


Рисунок 1б – Прочность цементного камня с УНМ (С-0,05% от МЦ) пропаренные

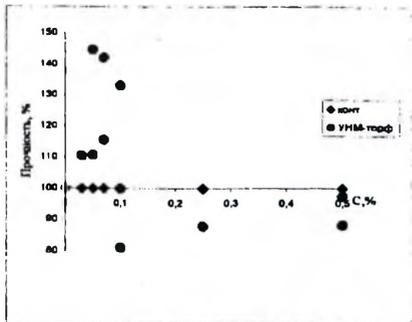


Рисунок 1в – Прочность цементного камня с УНМ-торф в зависимости от дозировки (пропаренные)

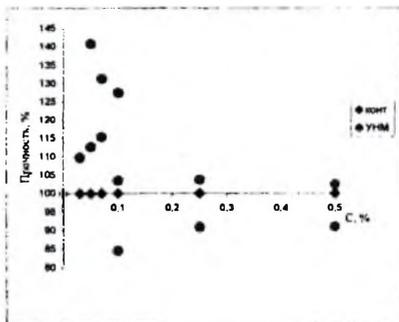


Рисунок 1г – Прочность цементного камня с УНМ-торф домолотого

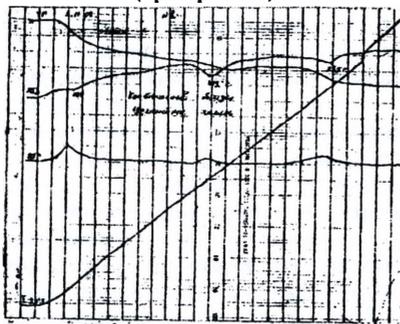


Рисунок 2а – Дериватограмма пробы «чистого» цементного камня

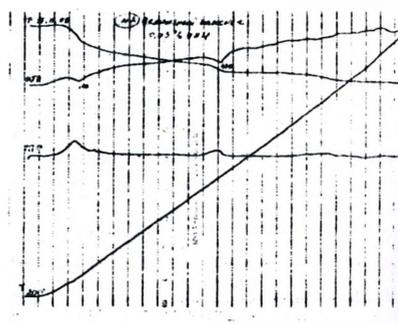


Рисунок 2б – Дериватограмма пробы цементного камня, содержащего 0,05 % УНМ от МЦ

**Заключение.** Накопленный опыт теоретических и экспериментальных исследований свидетельствует о перспективности применения УНМ в цементных бетонах. Основными направлениями выполняемых работ являются исследования их эффективности в высокопрочных (более 100 МПа) бетонах и материалах поризованной структуры, в которых применение УНМ представляется наиболее перспективным.

#### Список цитированных источников

1. Kroto, H.W. et al. Nature. – 1985. – Vol. 318. – 162 p.
2. Iijima, S. Nature. – 1991. – Vol. 354. – 56 p.
3. Ebbesen, T.W. and Ajayan, P.M., Nature. – 1992. – Vol. 358. – P. 220-222.
4. Dresselhaus, M.S. Nature – 1992. – Vol. 358. – 195 p.
5. Yudasaka, Masako, Kikuchi, Rie, Matsui, Takeo, Ohki, Yoshimasa, Yoshimura, Susumu, and Ota, Etsuro, Applied Physics Letters. – 1995. – Vol. 67. – 17 p.
6. Kraetschmer, W. et al. Nature. – 1990. – Vol. 347. – 354 p.
7. Tsang, S.C., Harris, P.J.F., Green, M.L.H. Nature. – 1993. – Vol. 362. – 520 p.
8. Pederson M.R. Broughton J.Q. Phys. Rev. Lett., 1992, Vol. 69, p.2689.
9. Елешкий, А.В. УФН, 1997 – Т. 167. – №9. – С. 945–972.

10. Zhdanok, S.A. et al. Fifth ISTC Scientific Advisory Committee Seminar «Nanotechnologies in the area of physics, chemistry and biotechnology» St Petersburg, Russia, 27-29 May, 2002.

11. Жданок, С.А., Крауклис, А.В., Самцов, П.П., Волжанкин, В.М. Установка для получения углеродных наноматериалов. патент № 2839

12. Жданок, С.А., Крауклис, А.В. [и др.] Плазмохимический реактор конверсии углеводородов в электрическом разряде: патент № 3125.

13. Hsu, W.K. et al. Nature. – 1995. – Vol. 677. – 687 p.

14. Hsu, W.K. et al. Chem. Phys. Lett. – 1996. – Vol. 262. – 161 p.

УДК 69.057.5:532.11:691.327

## ВЛИЯНИЕ ИНТЕНСИВНОСТИ БЕТОНИРОВАНИЯ И ВНУТРЕННЕГО ВИБРИРОВАНИЯ НА БОКОВОЕ ДАВЛЕНИЕ БЕТОННОЙ СМЕСИ НА ОПАЛУБКУ

Марковский М.Ф.

**Введение.** В реальной практике строительства бетонирование монолитных конструкций во многих случаях происходит с различными темпами и с применением внутреннего вибрирования для уплотнения бетонной смеси. Известно, что боковое давление бетонной смеси в начальный период близко к гидростатическому. По мере гидратации вяжущего происходит снижение бокового давления смеси на опалубку. Нам необходимо понимать, что происходит во время укладки бетона, и уметь прогнозировать развитие максимального бокового давления в зависимости от скорости бетонирования. Вне зоны действия внутреннего вибратора колебания в бетонной смеси затухают и смесь приобретает свойства реологического тела со своими параметрами.

Влияние интенсивности бетонирования на распределение бокового давления бетонной смеси. Ранее нами исследовалось распределение давления бетонной смеси на вертикальную опалубку стен и колонн [1]. Полученные зависимости показывают линейный характер распределения давления по высоте опалубки, близкий к гидростатическому распределению.

По мере гидратации вяжущего происходит рост прочности свежесуспензированной бетона до тех пор, пока в конце процесса твердения бетона  $t_{\text{ж}}$ , он может выдержать любую нагрузку от собственного веса вышележащего бетона без учета сопротивления опалубки. Этот параметр  $t_{\text{ж}}$  использован в ряде работ, а также при разработке немецких норм по расчету бокового давления бетонной смеси [2, 3].

Временной фактор оказывает влияние на рост реологических параметров бетонной смеси в объеме и пристенном слое и соответственно на изменение коэффициента бокового давления ( $\xi(t)$ )

$$\xi(t) = \frac{\sigma_y(t)}{\sigma_x(t)} = \frac{\sigma_z(t)}{\sigma_x(t)}, \quad (1)$$

где  $\sigma_x(t)$ ,  $\sigma_y(t)$ ,  $\sigma_z(t)$  – компоненты напряжения в бетонной смеси в соответствии с [1].

Аналитическое описание изменения во времени бокового давления бетонной смеси на опалубку может базироваться на следующей модели.

Давление определяем с учетом изменения во времени коэффициента бокового давления бетонной смеси и реологических параметров только пристенного слоя. Параметр влияния времени  $t$  включаем в эту модель из условия, что коэффициент бокового давления достигает за период времени  $t_E$  нуля.

Основным параметром, существенно влияющим на падение бокового давления, является изменение самого коэффициента бокового давления  $\xi(t)$ . Единого мнения об изменении этого показателя во времени нет и по настоящее время. В более ранних работах [4, 5] с целью качественного и количественного описания падения бокового давления использовали экспоненциальную зависимость. Так, например, в работе С. Рёллинга [5] используется следующая формула:

$$\xi(t) = e^{-\alpha(1+\theta)T \left(\frac{X}{Vt}\right)^2}, \quad (2)$$

где  $\alpha=0,025 \div 0,045$  – коэффициент, зависящий от вида цемента;

$T$  – температура бетонной смеси, °C;

$X$  – высота слоя в опалубке, м;

$V$  – скорость укладки смеси, м/ч.

В работе М. Шпехта [3] (рис. 1)

$$\xi(t) = \xi_0 \cdot \left(1 - \frac{t}{t_A}\right), \quad (3)$$

где  $\xi_0$  – начальный коэффициент бокового давления бетонной смеси при  $t=0$ .

При постоянной скорости укладки бетонной смеси ( $V$ ) по высоте опалубки можно записать

$$dx = V \cdot dt. \quad (4)$$

В начальный период твердения до начала схватывания цемента поведение высокоподвижных бетонных смесей в пристенном слое аппроксимируем законом Бингама

$$\tau = \tau_{o.n.c}(t) = \tau_{o.n.c} + \alpha_i \cdot \frac{t}{t_E}, \quad (5)$$

где  $\tau_{o.n.c}$ ,  $\tau_{o.n.c}(t)$  – предельное напряжение сдвига бетонной смеси в пристенном слое в начальный период укладки и в период твердения  $t$ , соответственно;

$\alpha_i$  – эмпирический коэффициент, учитывающий рост параметра  $\tau_{o.n.c}$  во времени.

Линейная зависимость роста предельного напряжения сдвига высокоподвижных бетонных смесей подтверждается экспериментальными замерами в работе [6]. При дальнейшем анализе мы будем исходить из того, что вертикальная деформация бетонной смеси под действием собственного веса всегда достаточна для мобилизации напряжения сдвига в пристенном слое до максимального своего значения.

Принимая во внимание выражения (4) и (5), дифференциальное уравнение равновесия элементарного слоя смеси в опалубке [1] принимает вид

$$d\sigma_x = \left[ \gamma_{cv} - \left( \tau_{o.n.c} + \frac{\alpha_i \cdot t}{t_E} \right) \cdot \frac{P}{S} \right] V \cdot dt, \quad (6)$$

где  $\gamma_{cv}$  – средняя плотность бетонной смеси;

$P$  – периметр опалубки;

$S$  – площадь горизонтального сечения опалубки.

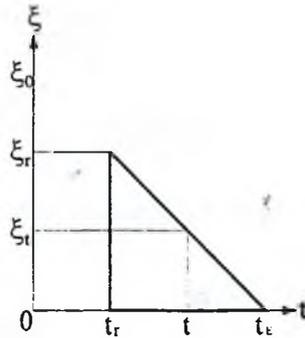


Рисунок 1 – Линейная зависимость коэффициента бокового давления от времени твердения по М.Шпехту [3]

Решая дифференциальное уравнение при граничных условиях  $x=0$ ,  $\sigma_x=0$ , получаем

$$\sigma_x = \left[ \gamma_{cu} - \frac{P}{S} \cdot \left( \tau_{о.н.с} + \frac{\alpha_t \cdot t}{2 \cdot t_E} \right) \right] \cdot V \cdot t. \quad (7)$$

В общем случае, когда временной фактор оказывает влияние на все исследуемые параметры, следует рассматривать коэффициент бокового давления как отношение приращения бокового давления бетонной смеси  $d\sigma_y$  к приращению действующего вертикального давления  $d\sigma_x$ , т.е.

$$\xi(t) = \frac{d\sigma_y}{d\sigma_x}. \quad (8)$$

С помощью выражений (3) и (8) уравнение бокового давления можно записать в виде

$$d\sigma_y = \xi(t) \cdot d\sigma_x = \xi(t) \cdot \left[ \gamma_{cu} - \left( \tau_{о.н.с} + \frac{\alpha_t \cdot t}{t_E} \right) \cdot \frac{P}{S} \right] \cdot V \cdot dt \quad (9)$$

и после интегрирования получаем

$$\sigma_y = \xi_0 \cdot V \cdot \left[ \left( t - \frac{t^2}{2 \cdot t_E} \right) \cdot \left( \gamma_{cu} - \frac{P}{S} \cdot \tau_{о.н.с} \right) - \alpha_t \cdot \frac{P}{S} \cdot \left( \frac{t^2}{2 \cdot t_E} - \frac{t^3}{3 \cdot t_E^2} \right) + C_1 \right]. \quad (10)$$

Постоянную интегрирования  $C_1$  находим из граничных условий: при  $t=0$ ,  $\sigma_y=0$  и  $C_1=0$ , тогда

$$\sigma_y = \xi_0 \cdot V \cdot \left[ \left( t - \frac{t^2}{2 \cdot t_E} \right) \cdot \left( \gamma_{cu} - \frac{P}{S} \cdot \tau_{о.н.с} \right) - \alpha_t \cdot \frac{P}{S} \cdot \left( \frac{t^2}{2 \cdot t_E} - \frac{t^3}{3 \cdot t_E^2} \right) \right]. \quad (11)$$

Максимальное значение бокового давления бетонной смеси найдем, исследуя на экстремум функцию  $\frac{d\sigma_y}{dt} = 0$ ,

$$\xi_0 \cdot V \cdot \left[ \left( 1 - \frac{2 \cdot t}{2 \cdot t_E} \right) \cdot \left( \gamma_{cu} - \frac{P}{S} \cdot \tau_{о.н.с} \right) - \alpha_t \cdot \frac{P}{S} \cdot \left( \frac{t}{t_E} - \frac{t^2}{t_E^2} \right) \right] = 0, \quad (12)$$

откуда находим  $t=t_E$ . (13)

Максимальная величина бокового давления бетонной смеси  $\sigma_y^{max}$  устанавливается в том месте, для которого действительно  $l = l_E$ :

$$\sigma_y^{max} = \xi_o \cdot V \cdot \left( \gamma_{cu} - \frac{P}{S} \cdot \tau_{o.n.c.} \right) \cdot \left[ \frac{l_E}{2} - \frac{\alpha_l \cdot l_E}{6 \cdot \left( \gamma_{cu} \cdot \frac{S}{P} - \tau_{o.n.c.} \right)} \right] \quad (14)$$

Для квадратной опалубки колонн уравнение (14) запишется в виде

$$\sigma_y^{max} = \xi_o \cdot V \cdot \left( \gamma_{cu} - \frac{4}{a} \cdot \tau_{o.n.c.} \right) \cdot \left[ \frac{l_E}{2} - \frac{\alpha_l \cdot l_E}{6 \cdot \left( \frac{\gamma_{cu} \cdot a}{4} - \tau_{o.n.c.} \right)} \right] \quad (15)$$

где  $a$  – ширина опалубки.

Для круглой опалубки зависимость бокового давления примет вид

$$\sigma_y^{max} = \xi_o \cdot V \cdot \left( \gamma_{cu} - \frac{2}{r} \cdot \tau_{o.n.c.} \right) \cdot \left[ \frac{l_E}{2} - \frac{\alpha_l \cdot l_E}{6 \cdot \left( \frac{\gamma_{cu} \cdot r}{2} - \tau_{o.n.c.} \right)} \right] \quad (16)$$

где  $r$  – радиус круглой опалубки.

Соответственно для опалубки стены можно записать следующее выражение:

$$\sigma_y^{max} = \xi_o \cdot V \cdot \left( \gamma_{cu} - \frac{2 \cdot \tau_{o.n.c.}}{a} \right) \cdot \left[ \frac{l_E}{2} - \frac{\alpha_l \cdot l_E}{3 \cdot \left( \gamma_{cu} \cdot a - 2 \cdot \tau_{o.n.c.} \right)} \right] \quad (17)$$

Хотя теоретически возможно моделировать влияние отдельных факторов на боковое давление функциями более сложными, что вызывает затруднения и может занять много времени, и все же не обязательно даст точный результат. Поэтому мы ограничиваемся на данном этапе разработкой упрощенных и более практичных методов расчета. По мере накопления экспериментальных данных по изменению реологических параметров бетонных смесей во времени возможно продолжить дальнейшие исследования с применением более сложных функциональных зависимостей.

**Влияние внутреннего вибрирования на боковое давление бетонной смеси.** Применение вибрационного воздействия для уплотнения бетонной смеси сопровождается изменением реологических свойств самой смеси. При этом устанавливается известное и подтвержденное исследователями квазигидростатическое распределение давления по высоте опалубки в зоне действия вибратора. Работы, в которых исследовалось влияние вибрации на давление бетонной смеси не столь многочисленны [3, 5, 7, 8, 9].

Производительность современных вибраторов настолько велика, что учесть аналитически влияние всех их параметров на боковое давление затруднительно. А.А. Афанасьев [10], теоретически и экспериментально исследовав процесс вибрационного уплотнения малоподвижных и подвижных смесей, установил, что общее изменение давления в бетонной смеси складывается из статического  $\sigma_{ст}$  и динамического  $\sigma_{д}$ . После начала вибрирования статическое давление увеличивается, а динамическое давление суммируется со статическим. После не-

которого времени твердения суммарное давление стабилизируется. При внутреннем вибрировании в опалубке происходит многократное отражение и суперпозиция волн напряжений, что приводит к образованию зон повышенного давления. С уменьшением толщины бетонируемой конструкции эффективность работы внутреннего вибратора возрастает [10].

Исследование динамики уплотнения бетонных смесей в опалубке показали [7, 10], что с удалением вибратора от стенок опалубки динамическое давление экспоненциально падает.

При опускании или подъеме вибратора максимум давления смещается в пределах высоты погружения. Динамическое давление от торца вибратора также экспоненциально затухает. В силу этого динамическое давление от вибратора является локальным. Максимум давления приходится по нормали от вибратора стенки опалубки.

Поэтому предлагается учитывать динамическое давление в виде подвижной локальной нагрузки на опалубку в дополнение к нагрузкам, определяемым по вышеприведенным зависимостям.

Реальная практика бетонирования монолитных стен и колонн показывает, что часто имеет место вибрирование не послойное, а хаотичное, т.е. глубинный вибратор может погружаться на любую точку по высоте уложенного бетона. Поэтому априори необходимо учесть хаотичный характер погружения глубинного вибратора при расчете бокового давления бетонной смеси на опалубку.

При применении глубинного вибратора в зоне его действия вязкость и предел текучести бетонной смеси уменьшаются до нуля. Вне зоны действия вибратора колебания в бетонной смеси затухают, и реологические параметры самой смеси стабилизируются. Поэтому давление бетонной смеси на отметке погружения вибратора ( $\sigma_\delta$ ) соответствует квазистатическому

$$\sigma_\delta = \gamma_{cv} \cdot h_\delta, \quad (18)$$

где  $h_\delta$  – глубина погружения вибратора.

На эпюре распределения бокового давления появляется скачок давления  $\Delta\sigma$  на отметке погружения вибратора (рис. 2 а, б). Для теоретического описания развития бокового давления с учетом внутреннего вибрирования используем подход М. Шпехта [3], который включал дополнительное давление к величине развиваемого давления без вибрации, тем самым устраняя скачок давления на отметке вибратора. Дальнейшее исследование базируется на применении уточненной формулы коэффициента бокового давления, предложенной в работе [3] (см. рис. 1).

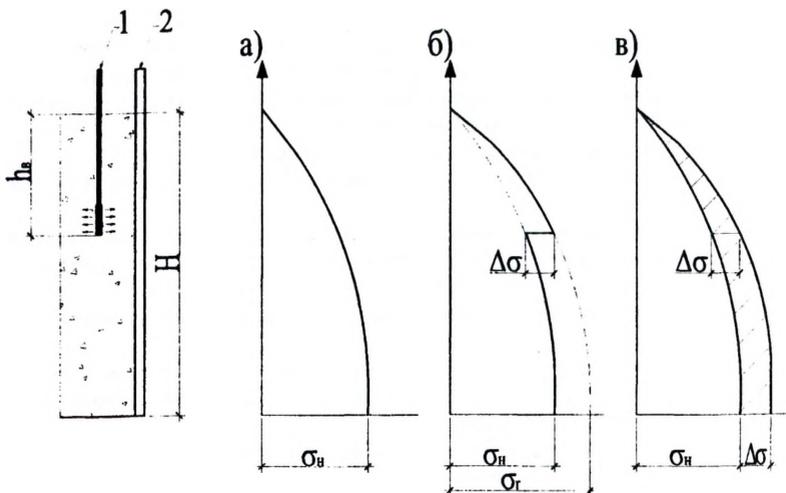
$$\xi_t = \xi_o \cdot \left(1 - \frac{t_r}{t_E}\right) \cdot \left(\frac{t_E - t}{t_E - t_r}\right), \quad (19)$$

где  $t_r$  – время укладки слоя бетонной смеси, равного глубине погружения вибратора.

Ранее нами получено общее решение дифференциального уравнения равновесия элементарного слоя по формуле (10). Учет дополнительного давления от действия глубинного вибратора производим через постоянную интегрирования  $C_1$ , определяемую из условия:

при  $t=t_r$ ,  $\sigma_y = \gamma_{cv} \cdot V \cdot t_r$ ,

откуда получаем



1 – глубинный вибратор; 2 – опалубка  
 Рисунок 2 – Влияние внутреннего вибрирования на распределение бокового давления бетонной смеси:  
 а – без учета вибрации; б – с учетом вибрации; в – расчетная эюра

$$C_1 = \frac{\gamma_{cm} \cdot t_r}{\xi_o} - \left( t_r - \frac{t_r^2}{2 \cdot t_E} \right) \cdot \left( \gamma_{cm} - \frac{P}{S} \cdot \tau_{онс} \right) + \alpha \cdot \frac{P}{S} \cdot \left( \frac{t_r^2}{2 \cdot t_E} - \frac{t_r^3}{3 \cdot t_E^2} \right) \quad (20)$$

Подставляя (20) в формулу (10), находим

$$\sigma_y = \xi_o \cdot V \cdot \left[ \left( t - \frac{t^2}{2 \cdot t_E} - t_r + \frac{t_r^2}{2 \cdot t_E} \right) \cdot \left( \gamma_{cm} - \frac{P}{S} \cdot \tau_{онс} \right) - \alpha \cdot \frac{P}{S} \cdot \left( \frac{t^2}{2 \cdot t_E} - \frac{t^3}{3 \cdot t_E^2} - \frac{t_r^2}{2 \cdot t_E} + \frac{t_r^3}{3 \cdot t_E^2} \right) + \frac{\gamma_{cm} \cdot t_r}{\xi_o} \right] \quad (21)$$

Экстремальное значение функции (21) находим из условия  $\frac{d\sigma_y}{dt} = 0$ , откуда получаем  $t = t_E$  в пределах  $0 < \frac{t}{t_E} \leq 1$ . Максимальное боковое давление бетонной смеси определяем при  $t = t_E$

$$\sigma_y^{max} = \xi_o \cdot V \cdot \left[ \left( \frac{t_E}{2} - t_r + \frac{t_r^2}{2 \cdot t_E} \right) \cdot \left( \gamma_{cm} - \frac{P}{S} \cdot \tau_{онс} \right) - \alpha \cdot \frac{P}{S} \cdot \left( \frac{t_E}{6} - \frac{t_r^2}{2 \cdot t_E} + \frac{t_r^3}{3 \cdot t_E^2} \right) \right] + \gamma_{cm} \cdot V \cdot t_r \quad (22)$$

**Заключение.** Получены аналитические зависимости распределения бокового давления бетонной смеси на вертикальную опалубку с учетом скорости бетонирования и влияния внутреннего вибрирования.

### Список цитированных источников

1. Марковский, М.Ф. Распределение давления бетонной смеси на вертикальную опалубку стен и колонн в процессе безвибрационной укладки // Статья в настоящем сборнике.
2. Jeremin W. Gerüste und Schalungen im Konstruktiven Ingenieurbau: Konstruktion und Bemessung. – Berlin: Springer – 2003. – 312 s.
3. Specht M. Der Frischbetondruck nach DIN 18218 – die Grundlagen und Wichtigsten Festlegungen // Bautechnik (58). – 1981. – № 8. – S. 215–291.
4. Eringshausen H. Über den Schalungsdruck von Frischbeton. – Hannover Technische Hochschule, 1965. – 98 s.
5. Röhling S. Der Frischbeton seitendruck auf lotrechte Wandschalungen // Wissenheftliche Zeitschrift der Hochschule für Bauwesen Leipzig – H2-1975. – S. 73–77.
6. Ovarlez G., Roussel N. A Physical Model for the Prediction of Lateral Stress Exerted by Self-Compacting Concrete on Formwork // RILEM Materials and Structures. – Vol. 39. – №2. – 2000 – P. 269–279.
7. Вавилов, А.Б. Совершенствование технологии уплотнения бетонной смеси глубинным вибрированием: дис. канд. техн. наук: 05.23.08 / А.Б. Вавилов. – СПб. Ленингр. инж.-стр. ин-т., 1992. – С. 191–196.
8. Гусев, В.С., Сафонов, В.Б. Боковое давление бетонной смеси на опалубку при бетонировании высоким слоем // Укладка и уход за бетоном при строительстве гидротехнических сооружений: Материалы конференций и совещаний по гидротехнике / ВНИИГ. – Л., 1979. – С. 126–129.
9. Карамзин, В.Е., Митник, Г.С. О давлении бетонной смеси на борта и поддон формы при вибрировании // Бетон и железобетон. – 1969. – № 9. – С. 42–46.
10. Афанасьев, А.А. Возведение зданий и сооружений из монолитного железобетона. – М.: Стройиздат, 1990. – 387 с.

УДК 691.32:620192.42

## ВЛИЯНИЕ ЦИКЛИЧЕСКОГО ЗАМОРАЖИВАНИЯ И ОТТАИВАНИЯ НА ИЗМЕНЕНИЕ СТЕПЕНИ ГИДРАТАЦИИ ЦЕМЕНТА И СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ

Ковшар С.Н., Бабицкий В.В.

**Введение.** Основываясь на воззрениях Мощанского Н.А. [1], можно констатировать, что долговечность строительных материалов и, в частности, бетона и железобетона, определяется количественным соотношением двух процессов – созидательного (конструктивный) и разрушительного (деструктивный), графическая интерпретация чего представлена на рис. 1.

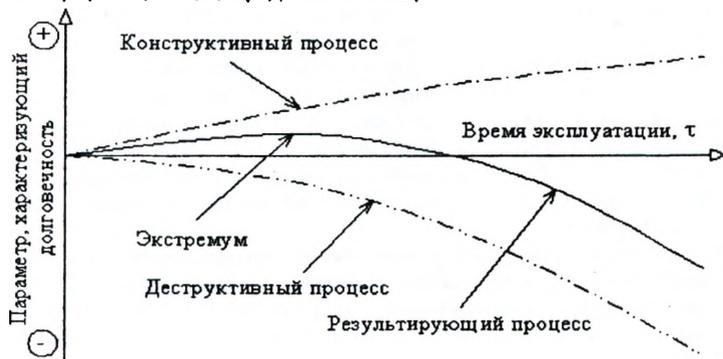


Рисунок 1 – Изменение характеристик материала в процессе эксплуатации

Результирующий процесс зависит от множества влияющих факторов, и его результатом зачастую является появление экстремума изменения какого-либо параметра, характеризующего долговечность материала (чаще всего прочности на сжатие). Это особенно ярко проявляется при испытаниях стойкости бетона к III виду коррозии (по классификации Москвина В.М.), а также на морозостойкость.

Применительно к оценке долговечности бетона к воздействию отрицательных температур можно рассмотреть представленную на рис. 1 модель, как зависимость кинетики изменения структурно-механических характеристик цементного камня от числа циклов замораживания-оттаивания (рис. 2).



Рисунок 2 – Зависимость структурных и физико-механических характеристик цементного камня от количества циклов испытаний (n)

Интерес такого подхода представляется в возможности разработки системы прогнозирования морозостойкости бетона. На наш взгляд, если отдельно математически описать кинетику конструктивного и деструктивного процессов, то можно получить и модель результирующего процесса.

Рассмотрим проявления конструктивного и деструктивного процессов на примере изменения структурно-механических характеристик цементного камня.

**Методика проведения исследований.** Объектом исследований служил цементный камень, который получали из цементного теста с водоцементными отношениями 0,2; 0,25; 0,3; 0,35 и 0,4. Для проведения исследований использовали образцы цементного камня размером 20×20×20 мм. Количество серий составляло 5 при количестве образцов в каждой серии 33. Такое количество образцов в каждой серии было принято из условия получения не менее 10 экспериментальных точек при замораживании и оттаивании образцов, включая контрольные образцы. В каждой намеченной экспериментальной точке количество образцов, которые подвергали исследованию, составляло не менее 3. Промежутки времени для отбора образцов, выраженные в циклах замораживания и оттаивания, принимали на основании предварительного прогноза максимальной морозостойкости.

Цементное тесто в формах, в зависимости от пластичности, уплотняли на лабораторной виброплошадке и/или на встряхивающем столике. В качестве вяжущего использовали портландцемент ПЦ-500-Д0 ОАО «Красносельскстройматериалы», минералогический состав и основные характеристики которого приведены в таблице.

Таблица – Характеристики вяжущего

Минералогический состав, % по массе				$\rho_u$ , кг/м <sup>3</sup>	НГ, %	$S_{уд}$ , м <sup>2</sup> /кг	Предел прочности, МПа, на	
C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> A F				изгиб	сжатие
56,2	20,5	3,8	17,5	3180	28,5	318,0	6,14	54,7

Твердение образцов проходило в нормально-влажностных условиях. Образцы подвергали испытанию на циклическое замораживание и оттаивание в возрасте 28 суток.

Степень гидратации определяли по соотношению количества химически связанной воды ( $w_x$ ) на данном этапе испытаний цементного камня к количеству воды, которое связывается при полной гидратации вяжущего ( $w_0$ ) [2]:

$$\alpha = \frac{w_x}{w_0} \cdot 100, \% \quad (1)$$

Количество воды, которое связывается при полной гидратации вяжущего ( $w_0$ ), может быть принято равным приблизительно 23% от массы вяжущего [3, 4].

В качестве характеристики поровой структуры цементного камня использовали показатель среднего размера капиллярных пор, который определяли по методике [5]. Так как в предлагаемой методике [5] базовыми являются образцы размером 70×70×70 мм, предварительно был определен переходной коэффициент к образцам размером 20×20×20 мм. За критерий, способный оценить изменение механических характеристик цементного камня при циклических воздействиях была принята прочность образцов на сжатие. Прочность на сжатие является универсальным критерием, способным косвенно отражать процессы, происходящие в структуре материала при циклических воздействиях, а также является основной характеристикой материала, по изменению которой судят о морозостойкости. Прочность цементного камня определяли по методике [6]. При расчете значения прочности масштабный коэффициент не учитывали, поскольку сравнивали результаты испытаний образцов одного размера.

Для проведения исследований был принят стандартный режим циклических воздействий на цементный камень [7], который был уточнен исходя из размеров опытных образцов.

**Экспериментальные исследования.** Характер изменения степени гидратации (рис. 3,а) при циклическом замораживании и оттаивании происходит по определенному закону, а именно: с увеличением количества циклов ( $n$ ) степень гидратации повышается, достигая максимального значения. Количественное значение предельного уровня ( $\alpha_{max}$ ) определяется начальным значением водоцементного отношения (В/Ц) и степени гидратации цемента ( $\alpha_0$ ). С повышением водоцементного отношения максимальное значение предельного уровня  $\alpha_n/\alpha_0$  снижается. При прочих равных условиях максимальными значениями  $\alpha_n/\alpha_0$  характеризуются образцы с В/Ц=0,2; минимальными – с В/Ц=0,4. Характер влияния начальной степени гидратации на значение  $\alpha_n/\alpha_0$  аналогичен влиянию водоцементного отношения, т.е. с увеличением начальной степени гидратации значение  $\alpha_n/\alpha_0$  при прочих равных условиях снижается.

Изменение показателя среднего размера капиллярных пор (рис. 3,б) при циклическом замораживании и оттаивании подтверждают ранее полученные результаты по изменению степени гидратации. Характер кривых свидетельствует о протекании как «конструктивного», так и «деструктивного» процесса

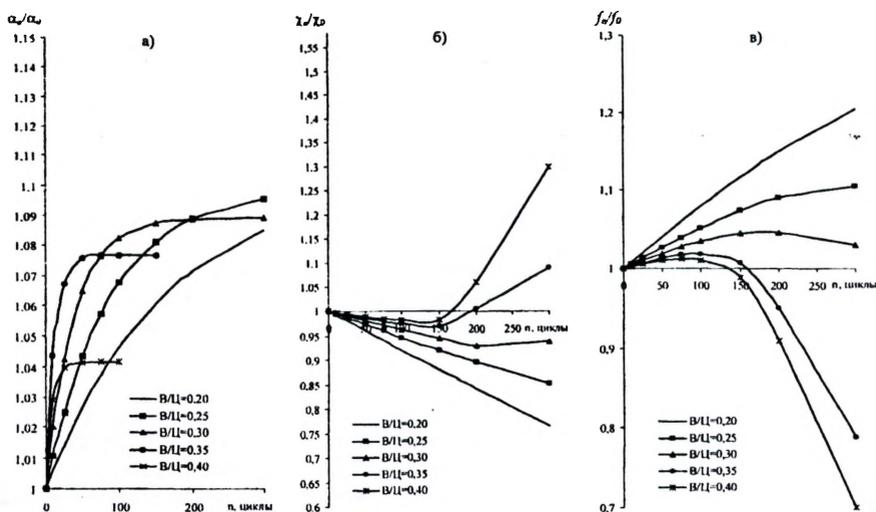


Рисунок 3 – Характер изменения степени гидратации (а), показателя среднего размера капиллярных пор (б) и прочности на сжатие цементного камня (в) при замораживании и оттаивании

при циклическом замораживании и оттаивании. Начиная с первых циклов, за счет продолжающейся гидратации вяжущего, происходит изменение структуры – значение отношения  $\lambda_{п}/\lambda_0$  снижается, достигая минимального значения. Минимальное значение  $\lambda_{мин}/\lambda_0$  зависит от значения предельного уровня степени гидратации  $\alpha_{max}/\alpha_0$ : чем оно выше, тем ниже при прочих равных условиях значение  $\lambda_{мин}/\lambda_0$ . Характер изменения  $\lambda_{п}/\lambda_0$  определяется теми же факторами, что и изменение степени гидратации при циклическом замораживании и оттаивании. Минимальными значениями  $\lambda_{мин}/\lambda_0$  характеризуются образцы с  $W/C=0,2$ , максимальными – с  $W/C=0,4$ . При снижении начальной степени гидратации значение  $\lambda_{мин}/\lambda_0$  уменьшается. Дальнейшее циклическое замораживание и оттаивание приводит к разрушению материала, о чем свидетельствует характер кривых (значение отношения  $\lambda_{п}/\lambda_0$  увеличивается, стремясь к максимальным значениям).

Характер изменения прочности на сжатие образцов цементного камня (рис. 3,в) при циклическом замораживании и оттаивании согласуется с данными по изменению степени гидратации и показателя среднего размера открытых капиллярных пор. При снижении значений  $\lambda_{п}/\lambda_0$  прочность на сжатие образцов закономерно увеличивается. Тенденции изменения прочности определяются характером изменения степени гидратации и показателя среднего размера капиллярных пор. Увеличение прочности цементного камня происходит параллельно с ростом степени гидратации и снижением показателя  $\lambda_{п}/\lambda_0$ . Количество циклов, когда достигается максимальное значение  $f_{max}/f_0$  совпадает с количеством циклов, необходимых для достижения предельного уровня степени гидратации  $\alpha_{max}/\alpha_0$  и минимального значения  $\lambda_{мин}/\lambda_0$ . Характер изменения прочности цементного камня при циклическом замораживании и оттаивании зависит от начального водоцементного отношения и начальной степени гидратации цемента. С повышением водоцементного отношения количество циклов, когда

наблюдается рост прочности цементного камня, снижается. Максимальную величину прироста прочности  $f_{max}/f_0$  имеют образцы из цементного теста с В/Ц=0,2. Скорость разрушения и величина значений  $f_n/f_0$  к определенному циклу замораживания и оттаивания определяются скоростью увеличения значений  $\lambda_n/\lambda_0$ . Чем интенсивнее происходит нарушение структуры материала  $\lambda_n/\lambda_0 \rightarrow \max$ , тем быстрее происходит снижение прочности  $f_n/f_0$  при циклическом замораживании и оттаивании.

**Заключение.** Из анализа полученных данных следует, что при циклическом замораживании и оттаивании параллельно протекают два процесса – «конструктивный» и «деструктивный». Оба процесса оказывают влияние на характер изменения структурно-механических характеристик цементного камня. Выявленные закономерности кинетики протекания «конструктивного» и «деструктивного» процессов и их влияние на структурно-механические характеристики цементного камня позволит разработать систему прогнозирования морозостойкости базирующуюся на модели результирующего процесса.

#### Список цитированных источников

1. Мощанский, Н.А. Плотность и стойкость бетонов. – М.: – Госстройиздат, 1951. – 175 с.
2. Методы исследования цементного камня и бетона / Под ред. З.М. Ларионовой – М.: Изд-во литературы по строительству, 1970.
3. Пауэрс, Т. Физические свойства цементного теста и камня // Четвертый Международный конгресс по химии цемента. – М.: Стройиздат, 1964. – С. 402–438.
4. Пауэрс, Т.К. Физическая структура портландцементного теста // Химия цемента / Под ред. Х.Ф.У. Тейлора. – М.: Стройиздат, 1969.
5. Бетоны. Методы определения показателей пористости. ГОСТ 12730.4-78.
6. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-90.
7. Бетоны. Базовый метод определения морозостойкости: ГОСТ 10060.1-95.

УДК 624.113.425

### ПОПРАВочНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА МЕТОДАМИ УПРУГОГО ОТСКОКА И УДАРНОГО ИМПУЛЬСА

Корсун А.М., Ковшар С.Н., Синькевич О.С., Попова Н.В.

**Введение.** Производственными и научными организациями накоплен большой опыт определения прочности бетона в конструкциях неразрушающими методами. Неразрушающие методы подразделяют на:

- метод упругого отскока;
- метод ударного импульса;
- метод пластических деформаций;
- метод отрыва со скалыванием.

Данные методы основываются на определении косвенных характеристик, которые во многом зависят от условий проведения испытаний, в частности, от температуры и влажности бетона конструкции, а также для каждого конкретного испытания могут варьироваться в зависимости от класса бетона, класса поверхности, вида конструкции, используемых приборов и т.д. Как правило, неразрушающие методы контроля применяются на строительных площадках, где

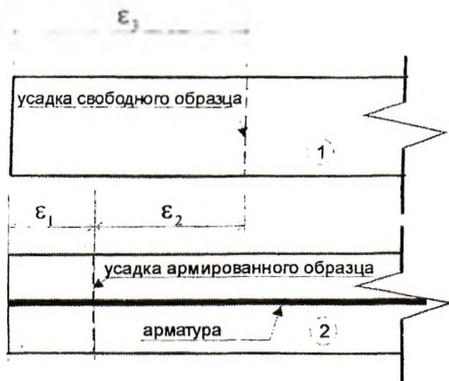


Рисунок 1 – К расчёту напряжений в бетоне при ограничивающем действии арматуры

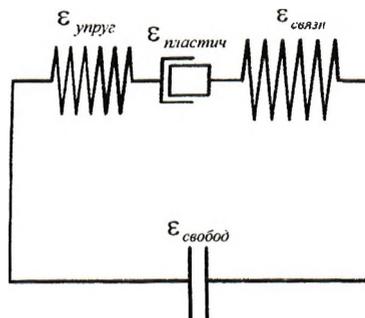


Рисунок 2 – Механическая модель развития деформаций в бетоне

где

$\epsilon_1 = \epsilon_{связи}$  – деформация в бетонном образце при наличии арматуры;

$\epsilon_2 = \epsilon_{\lambda}$  – разница деформации в образцах 2 и 3, та деформация, которую бетон армированного образца не реализует вследствие ограничения (недореализовавшаяся);

$\epsilon_3 = \epsilon_{свободное}$  – деформация в свободном образце, без арматуры.

Механизм учёта упругопластических деформаций можно представить в виде простой механической модели, см. рис. 2

Присутствие пластических деформаций в бетоне можно описать поршневой аналогией, (рис. 2). Представим деформацию  $\epsilon_2$ , как состоящую из упругой и пластической составляющей [2]

$$\epsilon_2 = \epsilon_{упруг} + \epsilon_{пластич} \quad (1.7)$$

Напряжения в бетоне будут определяться только упругой составляющей деформации. Для того, чтоб найти эту упругую составляющую, представим, что

$$\frac{\epsilon_{пластич}}{\epsilon_{упруг}} = \phi \quad (1.8)$$

тогда

$$\epsilon_{пластич} = \phi \cdot \epsilon_{упруг} \quad (1.9)$$

$$\text{формулу (1.7) можно записать, как: } \epsilon_2 = \epsilon_{упруг} (1 + \phi) \quad (1.10)$$

тогда с учётом (1.10), уравнение (1.7) перепишем в виде

$$\epsilon_{упруг} (1 + \phi) = \epsilon_{свобод} - \epsilon_{связи} \quad (1.11)$$

отсюда

$$\epsilon_{упруг} = \frac{\epsilon_{свобод} - \epsilon_{связи}}{1 + \phi} \quad (1.12)$$

так как

$$\sigma_b = \epsilon_{упруг} \cdot E_b, \quad (1.13)$$

Для каждого класса бетона были изготовлены и испытаны не менее пяти серий по три образца.

Основные образцы подвергали испытаниям в проектном (28 суток) возрасте. Для исследования влияния температуры и влажности бетона на косвенную характеристику применяли следующие режимы выдерживания образцов (таблица 2).

Образцы помещали в морозильную камеру, обеспечивающую достижение и поддержание температуры до минус  $(10 \pm 2)^{\circ}\text{C}$ . Образцы устанавливали в камере на сетчатый стеллаж таким образом, чтобы расстояние между ними, вышележащими стеллажами и стенками камеры было не менее 50 мм. Замораживание образцов, высушенных до постоянной массы, происходило в течение 24 часов.

Таблица 2 – Режимы выдерживания основных образцов

Режим	Условия
Температура	Замораживание бетона до минус $10^{\circ}\text{C}$ в сухом состоянии
Влажность	Насыщение бетона водой до полного водонасыщения
	Насыщение бетона водой до водонасыщения 50% от максимального
Температура и влажность	Замораживание бетона до минус $10^{\circ}\text{C}$ в полностью насыщенном водой состоянии
	Замораживание бетона до минус $10^{\circ}\text{C}$ при водонасыщении 50% от максимального

Влияние влажности определялось на образцах, насыщенных водой до полного водонасыщения и подсушенных до водонасыщения 50% от максимального.

Комплексное влияние температуры и влажности определяли на образцах, замороженных при полном водонасыщении и при водонасыщении 50% от максимального.

Прочность основных образцов прибором ИПС – МГ4 определяли по методике ГОСТ 22690-88[1]. При контроле прочности неразрушающим методом образцы устанавливались на пресс, где к ним прикладывалось предварительное усилие  $30 \pm 5$  кН. Число измерений на каждой грани образца составляло не менее пятнадцати. При вычислении среднего значения были исключены аномальные результаты.

Обработка результатов эксперимента. Поправочные коэффициенты определялись как отношение показателей основных образцов к контрольным по формуле:

$$K = \frac{f_n}{f_0}, \quad (1)$$

где  $f_n$  – среднее значение прочности основных образцов серии;

$f_0$  – среднее значение прочности контрольных образцов серии.

Математическая обработка полученных результатов с помощью ЭВМ позволила получить следующие зависимости:

– для определения коэффициента влияния температуры

$$K = 5 \cdot 10^{-4} f^2 - 5,4 \cdot 10^{-2} f + 2,29; \quad (2)$$

– для определения коэффициентов влияния влажности при полном водонасыщении и при водонасыщении 50% от максимального

$$1) K = -2 \cdot 10^{-3} f^2 - 1 \cdot 10^{-4} f + 1,05; \quad (3)$$

$$2) K = 2 \cdot 10^{-3} f^2 - 6,9 \cdot 10^{-1} f + 1,21; \quad (4)$$

– для определения коэффициентов влияния температуры и влажности при полном водонасыщении и при водонасыщении 50% от максимального

$$1) K = 7 \cdot 10^{-4} f^2 - 8 \cdot 10^{-2} f + 3,05; \quad (5)$$

$$2) K = 7 \cdot 10^{-4} f^2 - 7,5 \cdot 10^{-2} f + 2,89; \quad (6)$$

где  $f$  – среднее значение прочности, определенное с помощью прибора ИПС – МГ4.

**Результаты эксперимента.** Результаты определения коэффициента влияния температуры представлены на рис. 1.

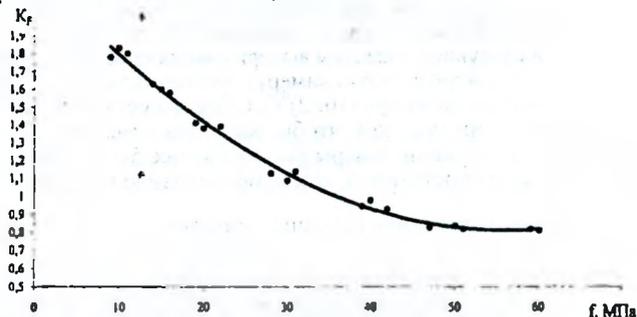


Рисунок 1 – Зависимость коэффициента влияния температуры на прочность бетона

Результаты определения коэффициента влияния влажности при полном водонасыщении и при водонасыщении 50% от максимального представлены на рис. 2.

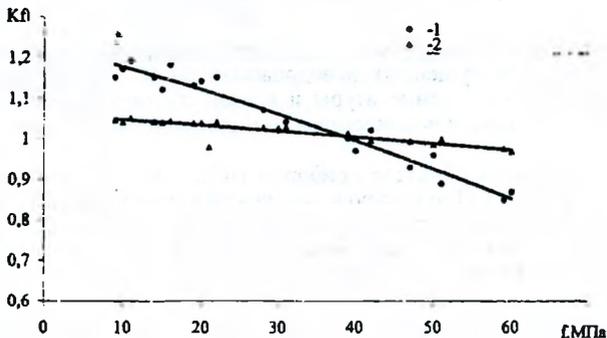


Рисунок 2 – Зависимость коэффициента влияния влажности на прочность бетона: 1 – при полном водонасыщении; 2 – при водонасыщении 50% от максимального

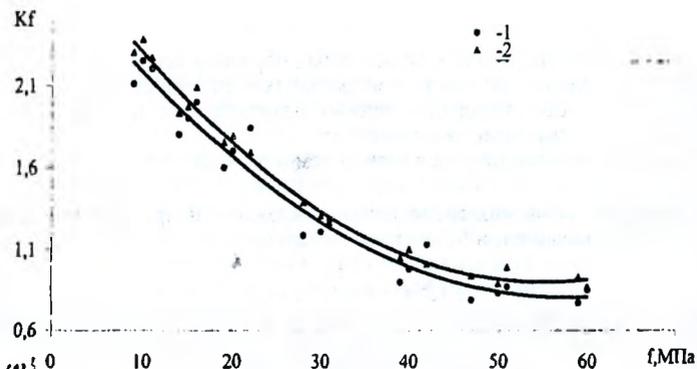


Рисунок 3 – Зависимость коэффициента комплексного влияния температуры и влажности на прочность бетона: 1 – при полном водонасыщении; 2 – при водонасыщении при 50% от максимального

Результаты определения коэффициента комплексного влияния влажности и температуры при полном водонасыщении и при водонасыщении 50% от максимального представлены на рисунке 3.

**Заключение.** Изучен характер влияния температуры и влажности на косвенную характеристику при оценке прочности бетона прибором ИПС – МГ4.

Исследовано одиночное и комплексное влияние данных условий на точность контроля прочности бетона. По экспериментальным данным построены графики.

Предложены расчетные зависимости для определения поправочных коэффициентов.

#### **Список цитированных источников**

1. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля: ГОСТ 22690-88. – Введ. 01.01.91. – Москва: Государственный строительный комитет СССР: Научно исследовательский институт бетона и железобетона (НИИЖБ) Госстроя СССР, 1988. – 25 с.

2. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-90 – Введ. 01.01.91 – Москва: Государственный строительный комитет СССР: Научно-исследовательский проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) Госстроя СССР, 1989. – 44 с

## ПРОБЛЕМЫ ГЕОТЕХНИКИ И ТРАНСПОРТНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

УДК 624.131+624.138:624.155

### СОВРЕМЕННЫЕ ПОДХОДЫ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

Пойта П.С., Шведовский П.В., Невейков А.Н., Дроневич А.Ю.

**Введение.** В настоящее время свайные фундаменты из забивных железобетонных свай занимают значительное место в общем объеме строительства фундаментов. В сложных инженерно-геологических условиях такие фундаменты зачастую оказываются и единственно возможным вариантом.

Учитывая объемы применения свай, очевидно, что огромное значение имеют используемые методы определения их несущей способности. В связи с этим, совершенствование методики определения несущей способности свай на стадии проектирования является важнейшим резервом повышения их эффективности.

В соответствии с действующими нормативными документами [1, 2], основания и фундаменты должны проектироваться на основе обоснованных результатов инженерно-геологических и инженерно-гидрометеорологических изысканий и, при необходимости, специальных исследований.

«Свайные фундаменты следует проектировать:

- на основе результатов инженерно-геодезических, инженерно-геологических, инженерно-гидрометеорологических изысканий строительной площадки...».

Это означает, что вначале на строительной площадке выполняются все виды изысканий, а затем по полученным данным ведется расчет несущей способности свай. Но именно на этой стадии проектирования таких фундаментов допускается весьма условный подход в определении несущей способности.

**Анализ экспериментальных данных.** Исследованиями многих ученых установлено, что при забивке свай образуются зоны уплотненного грунта [3, 4, 5, 6 и др.]. Радиус этих зон достигает  $3d$  ( $d$  – диаметр круглой сваи или сторона квадратной сваи). Наибольшее перемещение глинистого грунта происходило в радиусе до  $1,1d$ . Здесь наблюдалось прилипание частиц грунта к боковой поверхности сваи и их перемещение вместе с ней. В радиусе от  $0,1d$  до  $3d$  частицы грунта испытывали радиальное перемещение, здесь происходило уплотнение и упрочнение естественной структуры грунта.

Вместе с тем, при погружении свай в различных грунтах происходят разнообразные процессы. Структура окружающего грунта подвергается значительным изменениям. С одной стороны, забивка свай в песчаные грунты вызывает уплотнение и связанное с ним упрочнение: увеличивается плотность сухого грунта ( $\rho_d$ ), уменьшается коэффициент пористости ( $e$ ), возрастает угол внутреннего трения ( $\varphi$ ), модуль деформации ( $E_0$ ).

При погружении свай в глинистые грунты также имеет место увеличение плотности сухого грунта, угла внутреннего трения, модуля деформации. Однако для таких грунтов вследствие разрушения структурных связей между частицами грунта резко снижаются силы сцепления. При низкой влажности и большом

структурном сцеплении повышение плотности не всегда компенсирует разрушенные структурные связи, и параметры  $C$  и  $\varphi$  перемятого грунта могут оказаться ниже, чем в грунте природной структуры.

Кроме того, исследованиями [5, 6] установлено, что при погружении забивных свай в плотные пески происходит выпирание и разрыхление верхнего слоя толщиной 0,5...1,5 м. Почти не меняются свойства глинистого грунта толщиной 0,5...1,0 м, примыкающего к поверхности, зато в рыхлых песках забивка свай вызывает значительное повышение плотности почти с поверхности, увеличение параметров прочности модуля деформации.

Изменение структуры грунта после погружения свай подтверждается опытами Мейерхольда, Экстрема [7, 8]. Было установлено, что при погружении забивных свай в песчаный грунт он может сильно уплотниться (рисунок 1). Степень уплотнения зависит от гранулометрического состава, прикладываемого усилия при погружении, расстояния между сваями в кусте.

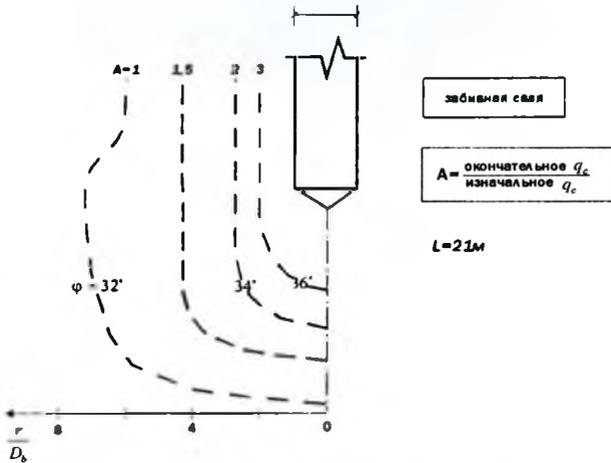


Рисунок 1 – Уплотнение песчаных грунтов после погружения свай

Из рисунка 1 видно, что после погружения свай уплотняется зона грунта, равная  $6D_b$  от оси свай. На расстоянии  $(4,0...4,3)D_b$  удельное сопротивление грунта под наконечником зонда возрастает в 1,5 раза, а на расстоянии  $2D_b$  – в три раза. Если изначальное значение угла внутреннего трения грунта равно  $32^\circ$ , то после погружения в зоне, расположенной на расстоянии  $2D_b$  –  $\varphi = 36^\circ$ . Возникает вопрос: а как учитываются происходящие структурные преобразования в грунтах после погружения свай при определении их несущей способности? Ответ может быть слишком жесткий – но эти изменения в расчете  $F_d$  не учитываются. Свидетельством тому может быть недобивка до проектной отметки свай, погружаемых в песчаные грунты (рис. 2).

Следовательно, очевидным является тот факт, что при определении несущей способности забивной свай необходимо прогнозировать изменение параметров грунта в процессе ее погружения. Методы определения расчетных сопротивлений грунта по боковой поверхности свай и в плоскости ее острия должны строиться именно на прогнозных показателях грунтов. Неучет этого фактора даст

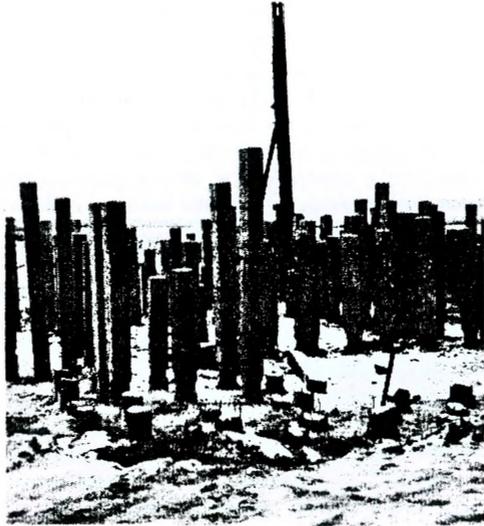


Рисунок 2 – Общий вид свайного поля на строительных площадках «Ковалево» (г. Брест)

весьма приближенную оценку несущей способности свай, и, в конечном итоге, мы часто имеем множество свай, которые не удалось погрузить на расчетную глубину, а значит их надо срубывать. Очевидно, что это – вопросы эффективности и экономичности проектных решений. Более правильным будет, на наш взгляд, при определении сопротивления грунта по боковой поверхности свай воспользоваться предложением Ф.К. Лапшина, в соответствии с которым величина  $R_{\beta}$  равна

$$R_{\beta} = K_0 \frac{1-\xi}{2} [\operatorname{tg}\varphi(P_n - P_o) + C + P_o \operatorname{tg}\varphi], \quad (1)$$

$$\text{где } K_0 = \frac{0,5E_{\text{упр}}}{M(1-2\nu)[P_n(1+\nu) - P_o] + (1+\nu)(P_n - P_o)};$$

$E_{\text{упр}}$  – модуль деформации грунта в упругой зоне;

$$M = \frac{E_{\text{упр}}}{E_{\text{пл}}};$$

$E_{\text{пл}}$  – модуль деформации грунта в пластической зоне;

$$\xi = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right);$$

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта;

$P_o$  – природное горизонтальное давление покоя грунта на рассматриваемой глубине;

$P_n$  – давление, при котором начинается образование областей предельного равновесия;

$$P_n = \frac{2(P_o + \bar{C} \operatorname{ctg}\varphi)}{1+\xi} - \bar{C} \operatorname{ctg}\varphi;$$

$C$  – удельное сцепление;

$$\bar{C} = C - P_o \operatorname{tg}\varphi;$$

$\nu$  – коэффициент Пуассона.

Нами были вычислены значения  $R_f$  для свай, погружаемых в мелкие пески, имеющих различный удельный вес, различные величины параметров прочности, коэффициент  $\nu$ . Результаты вычислений представлены в виде графиков на рисунке 3.

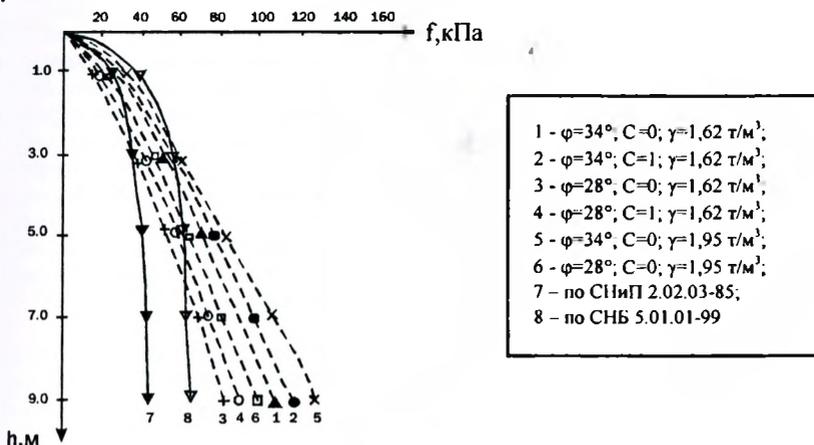


Рисунок 3 – Изменение расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности забивных свай

Сравнение значений  $R_f$ , определенных по [9] и [2], показывает, что сопротивление грунта по боковой поверхности сваи по нашим нормам, в среднем, в 1,49...1,56 раза больше. Это, естественно, значительный шаг к экономии материалов при строительстве свайных фундаментов. Но сравним результаты вычислений  $R_f$ , при  $\varphi = 28^\circ$  и  $\varphi = 34^\circ$ ,  $C = 0$ . Пески мелкие при данных значениях угла внутреннего трения  $\varphi$  относятся к пескам средней плотности. Однако, при  $\varphi = 34^\circ$  значение  $R_f$ , значительно выше на одной и той же глубине, чем при  $\varphi = 28^\circ$ . Так, на глубине 1,0 м это различие составляет 1,52; на глубине 5,0 м – 1,33; на глубине 9,0 м – 1,32. Сравнивая вычисленные значения  $R_f$ , с данными, полученными [2], видим, что это различие составляет:

- на глубине 1,0 м – 1,03 и 0,75 соответственно;
- на глубине 5,0 м – 1,18 и 0,90 соответственно;
- на глубине 9,0 м – 1,60 и 1,26 соответственно.

Отсюда очевидно, что значения  $R_f$ , вычисленные по формуле (1), с ростом глубины погружения сваи увеличиваются с большей скоростью, чем по [2]. Если при постоянных значениях угла внутреннего трения и удельного веса принять сцепление равным 1,0 кПа, то имеем увеличение  $R_f$  в среднем еще на 5%. Следует отметить, природа  $C$  объясняется не только наличием внутренних связей между частицами, но и зацеплением между ними [10]. Если учесть изменение плотности грунта после погружения сваи, то различие между  $R_f$ , определенному по (1) и [2], достигает:

- на глубине 1,0 м – 0,6;
- на глубине 5,0 м – 1,27;
- на глубине 9,0 м – 1,86.

Значение  $R_f$ , еще больше возрастает при увеличении  $\gamma$ .

Как видно, самые низкие значения  $R_{\text{св}}$ , полученные по (1), в сравнении с данными [2] имеем на глубине 1,0 м. Но, по крайней мере, значения  $R_{\text{св}}$ , определенные по [2], вызывают сомнения, ибо, как отмечено выше, в зоне, примыкающей к поверхности при забивке свай, мы получаем зону разуплотненного грунта. Это означает, что значения  $R_{\text{св}}$  по СНБ в этой зоне грунта завышены. Однако уже с глубины 3,0 м эта картина меняется на противоположную. Как показывают наши расчеты, на глубине 6,0 м значения  $R_{\text{св}}$ , определенные по (1), превышают данные [2] даже для грунтов, обладающих весьма низкими показателями. Именно этим может быть объяснен факт массовой недобивки свай, погружаемых в песчаные грунты (рисунок 1). Следует отметить, что сопоставление данных для песков средней крупности, крупных, гравелистых дает еще большее различие в значениях сопротивления грунта по боковой поверхности свай. Следует учитывать, что приведенный выше анализ выполнен только по  $R_{\text{св}}$ , но аналогичная картина имеет место и при определении сопротивления грунта под острием свай. А это означает, что существующие методы расчета несущей способности свай требуют уточнения. Решение такой задачи позволит повысить эффективность свайных фундаментов из забивных свай.

#### **Заключение**

1. Существующие методы расчета несущей способности свай не учитывают структурных изменений в грунтах, происходящих при забивке свай. В связи с этим, при погружении свай в песчаные грунты, имеет место неэффективное использование значительной части свай.

2. Оценку несущей способности свай следует производить по прогнозным показателям грунта, определенным по результатам инженерно-геологических изысканий.

3. Предлагаемая методика определения расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности свай учитывает изменение параметров грунта после динамических воздействий.

#### **Список цитированных источников**

1. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 1999. – 36 с.
2. П-4 2000 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование забивных свай. Минск: Минстройархитектуры РБ, 2001. – 68 с.
3. Бабичев, З.В. Совершенствование методов проектирования свайных фундаментов в промышленном и гражданском строительстве / З.В. Бабичев, Г.С. Колесник, И.Б. Рыжков // Обзор. инф. – М.: ЦБНТИ, 1976.
4. Борликов, Г.М. Исследование зоны уплотнения в лессовом грунте вокруг забивной сваи / Г.М. Борликов, В.М. Илишкин // Исследования по механике грунтов, основаниям и фундаментам. – Элиста, 1974.
5. Григорян, А.А. Несущая способность и способ устройства свай в лессовых грунтах / А.А. Григорян, Е.С. Иванов // Тр. к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментам. – М.: Стройиздат, 1973.
6. Ильичев, В.А. Современное состояние фундаментостроения и перспективы его развития: сб. тр. – М.: Стройиздат, 1987. – Т. 1. – 287 с.
7. Meyerhof, G.G. Scale effects of ultimate pile capacity. JGED, ASCE, GT6, 1988.
8. Ekström, J. A field study of model pile behaviour in non-cohesive soils. Ph. D. – Chalmers University of Technology, 1989.
9. СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТИ Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
10. Маслов, Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. – М.: Высшая школа, 1982. – 326 с.

## **РАЗРАБОТКА И ВНЕДРЕНИЕ ПРОГРЕССИВНЫХ ТЕХНОЛОГИЙ ПРОТИВОКОРРОЗИОННОЙ ЗАЩИТЫ ДЛЯ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА, РЕМОНТА И РЕКОНСТРУКЦИИ ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ КОММУНАЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ**

**Кальгин А.А.**

**Введение.** В Российской Федерации эксплуатируется более 300 тысяч километров подземных стальных трубопроводов коммунального назначения. Степень их защищенности от коррозии определяет уровень надежного и бесперебойного газо- и водоснабжения населения и промышленных предприятий. Надежная защита от коррозии подземных трубопроводов должна обеспечиваться на стадиях проектирования, строительства и эксплуатации с помощью противокоррозионных покрытий с высокими защитными свойствами и эффективной электрохимической защиты. Критерии и методы определения степени опасности коррозии подземных стальных трубопроводов, подверженных действию агрессивных грунтов и блуждающего постоянного и переменного токов, требования к защите от коррозии стальных подземных трубопроводов регламентированы ГОСТ 9.602-2005 «Сооружения подземные. Общие требования к защите от коррозии». В соответствии с требованиями указанного ГОСТа городские стальные трубопроводы должны быть защищены изоляционными покрытиями «весьма усиленного» типа, а в грунтах высокой коррозионной агрессивности и при опасном влиянии блуждающих токов необходимо введение электрохимической защиты.

**Разработка и внедрение прогрессивных технологий противокоррозионной защиты.** Основное назначение изоляционных покрытий состоит в том, чтобы исключить контакт металла трубы с агрессивной средой. Для этого они должны быть сплошными, обладать низкой влагопроницаемостью и малой величиной водопоглощения, иметь достаточную химическую и биологическую стойкость, а также хорошую адгезию к металлу. Высокие диэлектрические свойства покрытия позволяют осуществлять катодную защиту с минимальными затратами электроэнергии. Защитные покрытия труб, нанесенные в заводских или базовых условиях, должны иметь достаточную механическую прочность и эластичность, чтобы противостоять ударным и изгибающим нагрузкам в процессе транспортировки и строительства. Они не должны терять защитных свойств при отрицательных температурах в зимнее время и высоких температурах – в летнее время года.

Применявшиеся до 90-х годов изоляционные покрытия на основе битумных мастик обладали рядом существенных недостатков: изоляционные работы трудно поддавались механизации, процесс нанесения покрытий осуществлялся путем полива трубы расплавленной битумной мастикой и был связан с тяжелыми санитарными и экологическими условиями. Кроме того, постоянно ухудшавшееся качество битумов приводило к снижению защитных свойств покрытий, срок службы которых в особо опасных условиях снижался до 10–12 лет. На основе современных достижений науки и техники разработаны и внедрены в строительство подземных трубопроводов коммунального назначения новые противокоррозионные покрытия и технологии их нанесения, а также оборудование и средства для катодной и дренажной защиты. На ряде производственных предприятий организован выпуск новых изоляционных материалов и образцов оборудования, применение которых позволяет выполнять на высоком техническом уровне работы по нанесению новых прогрессивных изоляционных покры-

тий на трубы в базовых и трассовых условиях. При строительстве подземных трубопроводов широкое применение нашли трубы с покрытием на основе экструдированного полиэтилена. Такое покрытие отличается высокими защитными и изоляционными свойствами, которые сохраняются в течение длительного периода эксплуатации в грунте. По результатам лабораторных исследований и трассовых испытаний были разработаны технические требования к основным показателям свойств покрытий, характеризующим уровень противокоррозионной защиты названных подземных сооружений.

К таким показателям относятся: начальная величина адгезии покрытия и адгезия покрытия после длительного воздействия электролита; сплошность покрытия; величина переходного электрического сопротивления, исходная и после длительного воздействия электролита; устойчивость покрытия к отслаиванию под действием тока катодной защиты и др.

При длительной эксплуатации подземных газопроводов с применением катодной защиты наиболее характерным показателем старения покрытий является потеря адгезионной способности покрытия, так называемое катодное отслаивание, особенно в дефектах покрытия, образовавшихся в процессе строительства или эксплуатации. Для устранения указанных недостатков в качестве клевого подслоя покрытия были испытаны и рекомендованы к применению специальные термопластичные композиции на основе различных сополимеров, обеспечивающих необходимую адгезию полиэтиленового покрытия к стали, сохранение величины адгезии в воде и устойчивость покрытия к отслаиванию под действием тока катодной защиты.

Рекомендованная конструкция двухслойных покрытий из экструдированного полиэтилена включает:

- подклеивающий слой (адгезив) толщиной 0,25–0,4 мм;
- наружный слой толщиной 1,8–3,25 мм (для «весьма усиленного» типа).

Разработаны основные технические требования, которым должны удовлетворять покрытия «весьма усиленного» типа из экструдированного полиэтилена, чтобы обеспечить безопасную эксплуатацию стальных подземных газопроводов на срок не менее 40 лет. Основные требования к полиэтиленовым покрытиям «весьма усиленного» типа приведены в таблице.

Таблица

Наименование показателей	Нормируемые значения
1. Адгезия к стальной поверхности, Н/см (кгс/см), не менее	35,0 (3,5)
2. Адгезия к стальной поверхности после выдержки в воде в течение 1000 часов при 20°C, Н/см (кгс/см)	35,0 (3,5)
3. Диэлектрическая сплошность покрытия. Отсутствие пробоя при напряжении, кВ/мм, не менее	5,0
4. Прочность при ударе при температурах от минус 40°C до плюс 40°C, Дж на мм толщины покрытия, не менее:	
для труб Ø 57 мм	3,5
для труб Ø 76-159 мм	4,25
для труб Ø 219 мм и более	5,0
5. Толщина покрытия в зависимости от диаметра труб, мм	от 2,2 до 3,5
6. Переходное электросопротивление, при 20°C, Ом.м <sup>2</sup> , не менее:	
исходное	1·10 <sup>9</sup>
через 100 суток выдержки в 3-х% р-ре NaCl, Ом.м <sup>2</sup>	1·10 <sup>8</sup>
7. Площадь отслаивания покрытия при катодной поляризации при 20°C, см <sup>2</sup> , не более	5,0
8. Максимальная температура эксплуатации, °C	60

Применение труб с покрытием из экструдированного полиэтилена снижает сроки монтажа подземных газопроводов примерно в 1,5 раза благодаря высокой прочности и, как следствие, малой повреждаемости полиэтиленового покрытия.

При новом строительстве подземных трубопроводов из труб с заводским покрытием встает важная задача обеспечения качества покрытия сварных стыков, углов поворота и др. на уровне покрытия «весьма усиленного» типа, нанесенного на линейную часть трубы. Это потребовало разработки эффективных технологий и надежных изоляционных материалов, применение которых в трассовых условиях позволяло бы качественно выполнять изоляционные работы на строящихся сооружениях.

Для изоляции сварных стыковых соединений и ремонта мест повреждения покрытий стальных подземных трубопроводов коммунального назначения широкое внедрение получили принципиально новые полимерно-битумные ленты различных типов. Новизна и высокий технический уровень названных лент, способ и установка для изготовления изоляционной ленты защищены пятью патентами РФ (Пат. № 2201347, Пат. № 30920, Пат. № 30921, Пат. № 32233, Пат. № 32234). Названные ленты представляют собой полимерно-битумный рулонный изоляционный материал, состоящий из слоя специально разработанной битумно-полимерной мастики, нанесенной на полимерную ленту-основу. Ленты имеют основу из полимерной ленты толщиной 0,6–1,2 мм, например из ПВХ или полиэтилена, адгезионный слой толщиной от 1,0–2,6 мм выполненный из битумно-полимерных мастик «Транскор» или мастики с повышенными адгезионными свойствами. Мاستичный слой ленты защищен от слипания при сматывании ее в рулон силиконизированной лавсановой пленкой толщиной 8–20 мкм.

Для комплекса работ по электрохимической защите подземных трубопроводов коллективом авторов разработан и запущен в серийное производство ряд приборов и устройств, широко применяемых при предпроектных изысканиях, для контроля качества строительно-монтажных работ и эксплуатации системы электрохимической защиты. Разработан типаж преобразователей для катодной защиты, определивший их параметры и требования к конструктивным особенностям. На основании типажа осуществлена конструктивная разработка и освоена серийный выпуск следующих типов преобразователей: ПСК, ПАСК, ПСК-М, ПАСК-М, ОПС-1 и ОПС-2 – Гайский завод «Электропреобразователь», Оренбургская область; В-ОПЕ, В-ОПЕД – ОАО «Ставропольский радиозавод «Сигнал» и ОАО Концерн «Энергомера», г. Ставрополь. Общее количество выпущенных преобразователей превысило 100 тысяч экземпляров.

В течение всего периода выпуска преобразователей осуществлялись анализ данных о работе преобразователей в условиях реальной эксплуатации и разработка технических заданий на их модернизацию.

Для контроля за коррозионной опасностью и защищенностью подземных трубопроводов на основании технических заданий, серийно выпускаются измерительные приборы типа: М 231, ЭВ 2234 – Омский завод «Электроточприбор»; ПКИ-01 и ПКИ-02 – НПП «Радиотелеком», г. Санкт-Петербург; «Орион» – ООО «Завод газовой аппаратуры «НС», г. Ставрополь; а также измерительные электроды: ЭНЕС – ООО «Завод газовой аппаратуры «НС», г. Ставрополь; ЭСН-МС1 и ЭСН-МС2 – ОАО Концерн «Энергомера», г. Ставрополь.

**Заключение.** Комплексный подход при выполнении работ по защите от коррозии подземных трубопроводов позволил решить одновременно несколько важнейших задач:

1. Оценены опасность функционирования и причины возникновения коррозионных макропар на протяженных подземных сооружениях, условия эффективной защиты с помощью катодной поляризации и опасность перерывов в катодной защите, разработаны критерии опасности коррозии и методы их определения, что служит основанием при выборе способов противокоррозионной защиты.

2. Разработаны и внедрены в практику строительства, ремонта и реконструкции подземных стальных трубопроводов коммунального назначения трубы с прогрессивным изоляционным покрытием на основе экструдированного полиэтилена, а также универсальные экологически чистые полимерно-битумные ленты для изоляции стыковых соединений в трассовых условиях.

3. Разработаны и внедрены оборудование и средства для катодной защиты подземных трубопроводов, приборы для оценки ее эффективности, технология, обеспечивающая эффективную защиту от коррозии при снижении энергопотребления.

#### Список цитированных источников

1. Кузнецова, Е.Г., Алексеева, Н.В., Ремезкова, Л.В., Медников, А.В. // Защита металлов, 1988. – Т. 24, № 5. – С. 777–787.

2. Кузнецова, Е.Г., Фрейман, Л.И. Corrosion macro cells on steel in soils. Ext. Abstracts 11 International Corrosion Congress, Florence, Italy, April, 1990. – Vol. 5. – P. 153–161.

3. Левин, В.М., Кузнецова, Е.Г., Сурис, М.А., Фрейман Л.И., Ремезкова Л.В. // Защита металлов, 1996. – Т. 32, № 6. – С. 573–578.

4. Сооружения подземные. Общие требования к защите от коррозии. Межгосударственный стандарт ГОСТ 9.602-2005 ЕСЗКС. – М.: Стандартинформ, 2006.

5. Кузнецова, Е.Г., Горбачева, Р.И. // Полимергаз, 2001. – № 3.

6. Антикоррозионная изоляционная лента: Свидетельство на полезную модель № 21232 от 10.10.2001 / В.Г. Горда, Ю.Ф. Зилькорнесев, А.А. Груздев, Г.Г. Тарабрин, Р.И. Горбачева.

7. Способ изготовления изоляционной ленты и установка для его осуществления: пат. на изобретение № 2201347 от 10.06.2002 / О.К. Софилканич, В.Г. Горда, А.И. Ситников, Р.И. Горбачева, Ю.Ф. Зилькорнесев.

8. Антикоррозионная изоляционная лента: пат. на полезную модель № 30920 от 04.04.2003 / В.Г. Горда, А.И. Ситников, О.К. Софилканич, Г.Г. Тарабрин, Р.И. Горбачева.

9. Антикоррозионная изоляционная лента: пат. на полезную модель № 32233 от 11.06.2003. / В.Г. Горда, А.И. Ситников, О.К. Софилканич, Г.Г. Тарабрин, Р.И. Горбачева.

10. Антикоррозионная изоляционная лента: пат. на полезную модель № 32234 от 11.06.2003. / В.Г. Горда, А.И. Ситников, О.К. Софилканич, Г.Г. Тарабрин, Р.И. Горбачева.

УДК 624.154

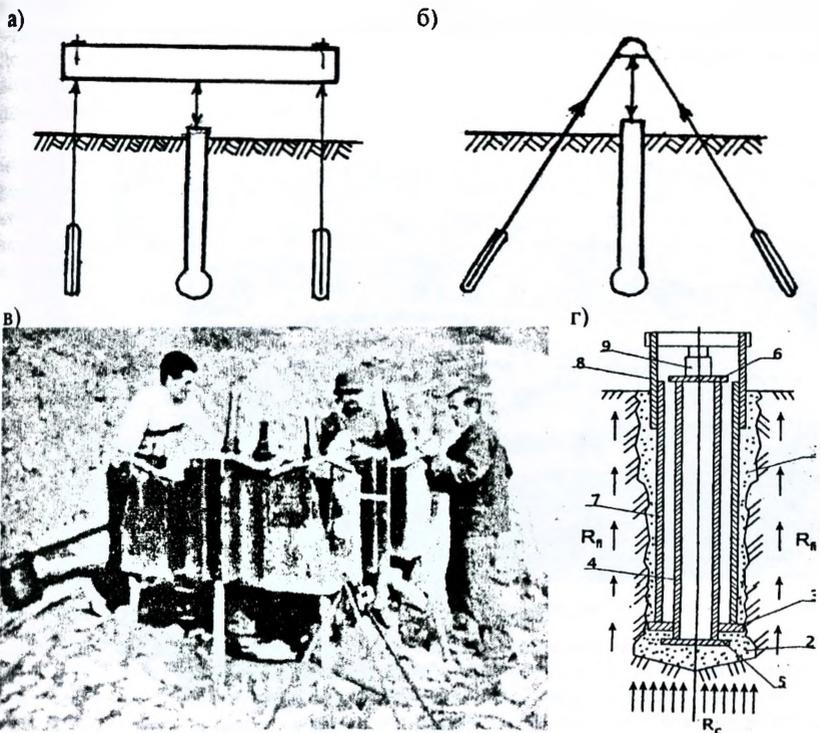
## ОСОБЕННОСТИ ИСПЫТАНИЙ СВАЙ УВЕЛИЧЕННОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Никитенко М.И.

**Введение.** Наиболее достоверные данные о несущей способности свай дают их статические испытания в конкретных инженерно-геологических условиях, которые и предусматриваются действующими нормами [1–6] с целью принятия наиболее обоснованных и экономичных решений нулевого цикла. При этом получаемые при испытаниях результаты позволяют, в случае необходимости, корректировать принятые исходные расчетные предпосылки при разработке проектов. Традиционные решения свайных фундаментов базировались на использовании забивных свай, на которые, из-за ограниченных поперечных сечений,

предусматривалась передача проектных нагрузок, не превышающих прочности по материалу. Однако за последнее время наметилась тенденция к увеличению этажности зданий и нагрузок на фундаменты, что обусловило процесс интенсивного выпеснения забивных свай набивными с увеличением их диаметров и длин, а соответственно прочности по материалу и несущей способности по грунту. В этой связи все актуальнее становится вопрос совершенствования методов испытания свай увеличенной несущей способности и обоснования использования новых конструктивных схем, чему и посвящена настоящая статья.

Традиционные схемы статических испытаний свай. При испытании забивных свай с наиболее употребляемым поперечным сечением 30х30 см испытательные нагрузки на них не превышают 1000 кН, причем обычно их создают при помощи грузовых платформ или домкратов с их упором в такие платформы или анкеруемые упорные конструкции (рис.1, а-в). При балочной схеме испытаний для закрепления балок чаще всего используют смежные выдергиваемые



а – упорная система балочная; б, в, г – то же безбалочные; 1 – тампонажная обойма в верхней части ствола; 2 – пята; 3 – упругая легкожимаемая прокладка для разделения пяты и ствола сваи; 4 – внутренняя труба для передачи вдавливающего усилия на пяту; 5, 6 – упорные пластины; 7 – наружная труба с заливкой между ней и стенками скважины для передачи сдвигающего усилия на ствол сваи при его выдавливании вверх; 8 – тяги упора; 9 – гидравлический домкрат

Рисунок 1 – Схемы испытаний свай на вдавливание

сваи или винтовые анкеры, которые должны располагаться на удалении от испытываемой сваи для исключения взаимного влияния. Сваи забивные при выдергивании удерживаются лишь силами трения вдоль стволов, поэтому их требуется большое количество. Лучше в этом отношении винтовые и буроньекционные анкеры или набивные сваи, особенно при наличии у них уширений под нижними концами. При больших пролетах упорные балки должны иметь увеличенные поперечные сечения. В итоге все это усложняет и удорожает испытательную систему. Использование наклонных винтовых или буроньекционных анкеров упрощает конструкцию упора, но также усложняет проведение испытаний и увеличивает сроки, необходимые на их проведение.

С учетом отмеченных особенностей во многих случаях прибегают к использованию грузовых платформ (рис. 2). Но такая система испытаний связана с использованием большого количества грузов, в качестве которых чаще всего применяют бетонные блоки или плиты. При этом обычно не учитывается неизбежно возникающее влияние пригрузки грунта на поверхности вокруг сваи в виде завышения сопротивления грунта сдвигу за счет обжатия ее ствола, что завышает получаемые результаты.

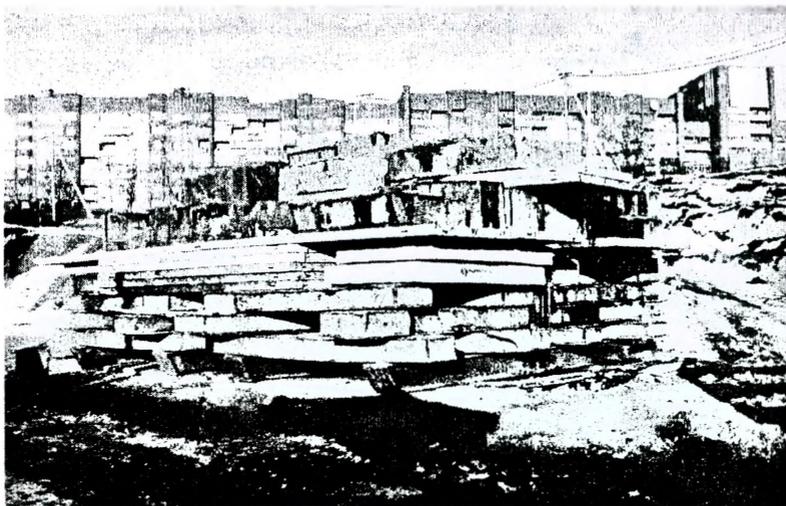


Рисунок 2 – Платформа для испытания свай с грузами в виде бетонных плит и блоков

При испытании свай повышенной несущей способности традиционные схемы создают серьезные проблемы при обеспечении передачи на сваи требуемых вдавливающих усилий. Имеющиеся недочеты при испытаниях свай даже с ограниченной несущей способностью были отмечены в нашей публикации [7], где обращалось внимание на необходимость строгого соблюдения требования стандарта [6] в части доведения испытательных нагрузок до получения осадок свай не менее 40 мм. Данное требование до последнего времени в большинстве случаев не соблюдалось, поэтому испытания свай не давали объективной информации о фактической несущей способности оснований свай, приводя в итоге к перерасходу материальных и трудовых ресурсов, хотя не во всех случаях обеспечивало требуемую степень эксплуатационной надежности свайных фундаментов.

тов. Положение усугубляется также ограниченным количеством испытаний свай согласно предписаний норм в отличие от буроинъекционных анкеров, которые испытываются все на каждом из объектов.

**Предлагаемые схемы статических испытаний свай.** Повышение этажности зданий и нагрузок на фундаменты диктует необходимость применения в неблагоприятных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях новых конструктивно-технологических решений свай. Это в свою очередь вызывает потребность в совершенствовании методов и схем испытаний свай повышенной несущей способности. Решению первой задачи благоприятствует появление на отечественном строительном рынке новых зарубежных и собственных разработок и оборудования для выполнения свай. Упростить испытания свай повышенной несущей способности позволит предложенная нами и отраженная в [3] схема (рис. 1, г). Она, благодаря использованию двух коаксиально размещенных в теле сваи труб, позволяет отдельно передавать внутренней трубой вдавливающее усилие на грунт через пятую, а сдвигающее вдоль ствола – посредством замкнутой наружной. В этом случае требуется меньшая мощность домкрата и отпадает необходимость в громоздкой упорной системе или грузовой платформе. При недостаточном сопротивлении сдвигу вдоль ствола может потребоваться лишь частичная дополнительная его пригрузка.

В случае применения для высотных фундаментов свайно-плитных фундаментов предлагается испытывать сваи при использовании в качестве упора для домкрата самой фундаментной плиты, удерживаемой системой заделанных в ней смежных свай. Для оценки доли сопротивления грунта сдвигу, в том числе негативного при его наличии, вдоль ствола сваи возможно последующее после испытания на вдавливание выдергивание сваи.

Оценить долю сопротивления грунта сжатию под фундаментной плитой или несущим ростверком можно посредством испытания их фрагментов, приходящихся на отдельные сваи и изготавливаемых автономно до изготовления соответственно плиты или ростверка, а сопрягаемых с ними после проведения испытания.

Сократить сроки проведения контрольных испытаний свай, обусловленные процессом набора прочности бетоном, до массового их изготовления на объекте нами предлагается испытывать стальные трубы, из которых наружная обсадная выполняет роль ствола, а внутренняя с заглушенным нижним торцом – пятая сваи. При этом наружная труба для повышения удерживающей способности может оснащаться внешними винтообразными лопастями. Опыт таких испытаний накоплен сотрудниками нашей кафедры совместно со специалистами УП «Геосервис», Управления инженерных работ ОАО «Стройкомплекс» и ОДО «Фундаменты». Он частично отражен в нашей монографии [8].

Помимо описанных схем испытаний свай с отдельной фиксацией доли сопротивлений сжатию под пятаями и сдвигу вдоль стволов такие соотношения целесообразно выявлять также при использовании тензорезисторов, наклеиваемых на арматуру по длине сваи. Такой подход, к сожалению, редко практикуется из-за экономических доводов, но в ущерб информативности и достоверности получаемых результатов, особенно при наличии негативного трения вдоль стволов свай.

**Заключение.** Предложенные схемы безбалочных испытаний свай упрощают их выполнение при повышенной несущей способности оснований, в том числе за счет включения в работу несущих ростверков или фундаментных плит, и даже позволяют отдельно устанавливать доли сопротивлений грунта сдвигу вдоль стволов и сжатию под пятаями свай и ростверками или плитами.

#### Список цитированных источников

1. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. – Минстройархитектуры РБ. – Минск, 1999. – 36 с.
2. Пособие П 4-2000 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование забивных свай. — Минск: Минстройархитектуры РБ, 2001. – 68 с.
3. Пособие П 13-01 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство буронабивных свай. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2002. – 43 с.
4. Пособие П 18-04 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство буронабивных анкеров и свай. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2005. – 79 с.
5. Пособие П 19-04 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство фундаментов из свай с уплотненным основанием. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2006. – 88 с.
6. ГОСТ 5686-94. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. МНТКС. – Минск, 1995. – 36 с.
7. Никитенко, М.И. Некоторые проблемы свайных фундаментов в геотехнической практике Беларуси / М.И. Никитенко, В.Ю. Журавский // Строительная наука и техника. – Минск, 2008. – № 4 (19). – С. 44–51.
8. Никитенко, М.И. Буронабивные анкеры и сваи при возведении и реконструкции зданий и сооружений / М.И. Никитенко. – Минск: БНТУ, 2007. – 580 с.

УДК 624.131

## ТЕОРИЯ НЕУСТОЙЧИВОСТИ ГУКОВСКИХ МОДУЛЕЙ ДЕФОРМАЦИИ, ОПРЕДЕЛЯЕМЫХ ПО ДАННЫМ КОМПРЕССИОННЫХ И ШТАМПОВЫХ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ

Костюкович П.Н., Крошнер И.П.

**Введение.** Модули общей деформации грунтов широко используются в геотехнических прогнозах осадок геосознаний и потому относятся к важнейшим физико-механическим характеристикам геологических сред. Их экспериментальное определение осуществляется двумя основными методами: путем компрессионного сжатия образцов в одометрах и штамповыми испытаниями грунтовых массивов в скважинах, шурфах, дудках и других горных выработках [1–4]. Теоретической базой обоих методов являются линейные законы Гука – первый или прямо пропорциональный  $h_1$  и второй или обобщенный (кусочно-линейный)  $h_2$  [5, 6]. Поскольку опытные деформативные функции при компрессионных  $\varepsilon(\sigma)$  и штамповых  $s(\sigma)$  испытаниях часто являются нелинейными и всегда аппроксимируются моделью  $h_2$  без оценки ее начальных отрезков  $\varepsilon^*$  и  $\sigma_{0y}$ , то данный фактор требует отдельного исследования функций  $\varepsilon(\sigma)$  и  $s(\sigma)$  и вытекающей из них динамики поведения "гукоских" модулей деформации. Это тем более необходимо, что до сих пор не установлены как главные факторы, формирующие практически несовместимые ареолы существования компрессионных и штамповых параметров, так и закономерности, отображающие характер взаимоотношений между ними.

**Методика исследований.** Рассматриваемая проблема вызывает большой интерес, и во многих работах справедливо отмечается, что расчетные модули деформации, определяемые по данным компрессионных опытов, являются *заниженными* по сравнению с их аналогами в штамповых испытаниях. При этом делается вывод, что "испытания грунтов штампами дают наиболее достоверные значения модуля общей деформации" [3]. В новейшей публикации по этой проблеме отмечается, что, к примеру, в ледниковых глинистых отложениях естест-

венной структуры и влажности значения *переходного коэффициента*  $m = E_{600}/E_{0K}$  между штамповыми  $E_{600}$  и компрессионными  $E_{0K}$  модулями деформации изменяются от 5,2 до 0,5 [7]. Здесь же указывается, что "сопоставление результатов компрессионных и штамповых испытаний предусмотрено нормативными документами, и переходные коэффициенты от компрессионного модуля деформации к штамповому модулю широко используются на практике".

Данная ситуация порождает множество вопросов теоретического и прикладного характера, касающихся причин и диапазонов расхождений между компрессионными ( $E_K, E_{0K}, E_K(\sigma)$ ) и штамповыми ( $E_S, E_{0S}, E_S(\sigma)$ ) модулями деформации, особенностей изменения ( $E_K, E_K(\sigma), E_{0K}$ ) и ( $E_S, E_S(\sigma), E_{0S}$ ) в разных деформативных моделях, методики учета отмеченного расхождения в геотехническом проектировании, решения "эталонной" проблемы деформирования грунтов – теоретического обоснования модулей деформации, которые могут быть приняты за истинные для тех или иных ИГЭ при инженерно-геологических изысканиях, и др. Исследуем некоторые из поставленных задач. При этом под неустойчивостью *гуковских механических параметров грунтов* будем понимать закономерное изменение их расчетных величин  $E_x$  и  $E_S$ , определяемых по методологии первого закона Гука  $h_1$ , при изменении нагрузки на грунт  $\sigma$ . Причиной, порождающей данную неустойчивость, является разнотипность или нестыковка опытных деформативных моделей  $\epsilon(\sigma)$  и  $s(\sigma)$  с расчетными, по которым производится определение механических параметров [5, 6].

Для сопоставления деформативных характеристик грунта, получаемых в отдельности по компрессионным и штамповым испытаниям, наряду с понятием "абсолютная деформация", или вертикальная осадка грунта  $S$ , рассмотрим две относительные, порождаемые различными условиями уплотнения грунта при его компрессионном и штамповом сжатии и потому принципиально отличающиеся между собой. Первая из них используется в компрессионных опытах и называется *относительной деформацией* слоя или образца грунта мощностью  $h_0 = const$  и площадью поперечного сечения  $A = const$  [1, 4, 8]:

$$\epsilon(S) = S/h_0 = V_S/V_0 = \lambda_1 S, \quad (1)$$

$$\text{где } \lambda_1 = \epsilon_1/S_1 = \epsilon_2/S_2 = \dots = \epsilon/S = V_S/SV_0 = 1/h_0 = const - \quad (2)$$

угловой коэффициент прямой  $\epsilon(S)$ , исходящей из начала координат;  $V_S = SA$  – объем уплотнения грунта;  $V_0 = h_0 A$  – первоначальный (до сжатия) объем образца высотой  $h_0 = h_n + h_1$ ;  $h_n = V_n/A = (V_0 + V_1)/A$  – высота "порового столбика" в образце;  $h_1 = V_1/A$  – то же, столбика из твердых частиц;  $V_1 = V_0 - V_n$  – объем этих частиц;  $V_n$  – объем пор [8].

В качестве второй характеристики относительной деформации, необходимой для более достоверной оценки степени уплотненности грунта при его сжатии штампом в полубесконечном грунтовом массиве, может служить отношение

$$\eta(S) = S/h_n = V_S/V_n = \lambda_2 S, \quad (3)$$

$$\text{где } \lambda_2 = \eta_1/S_1 = \eta_2/S_2 = \dots = \eta/S = V_S/SV_n = 1/h_n = const - \quad (4)$$

угловой коэффициент прямой  $\eta(S)$ .

Будем исходить из теории К. Терцаги, согласно которой уплотнение грунтов происходит за счет уменьшения объема пор [8]. В этом случае относительные деформации  $\epsilon(S)$  и  $\eta(S)$  обладают пределами:

$$\varepsilon_{\max} = \lim_{s \rightarrow h_n} \varepsilon(S_{\max}) = h_n/h_0 = V_n/V_0 = n_0 = \varepsilon_0 ; \quad (5)$$

$$\eta_{\max} = \lim_{s \rightarrow h_n} \eta(S_{\max}) = S_{\max} / h_n = h_n/h_n = V_n/V_n = 1 , \quad (6)$$

где  $n_0 = V_n/V_0$  – начальная пористость грунта.

Разделив равенство (1) на (3), получим

$$\varepsilon / \eta = \lambda_1 / \lambda_2 = h_n / h_0 = V_n / V_0 = n_0, \quad (7)$$

откуда имеем функциональную связь между относительными деформациями  $\varepsilon$  и  $\eta$ :

$$s(\eta) = (h_n/n_0 h_0) s(\varepsilon). \quad (8)$$

Используя приведенные зависимости, отметим наиболее существенные различия в условиях сжатия грунта при компрессионных и штамповых испытаниях. Эти отличия формируют альтернативные закономерности уплотнения грунтов  $\varepsilon(\sigma)$  и грунтовых толщ  $s(\sigma)$  соответственно в компрессионных и штамповых условиях и потому играют важную роль в раскрытии данных закономерностей.

Компрессионное сжатие грунта происходит при соблюдении следующих основных условий: 1) постоянстве площади поперечного сечения сжимаемого образца:  $A = \text{const} \neq f(\sigma)$ ; 2) неподвижности "подошвы" (нижней границы) сжимаемого слоя начальной высоты  $h_0$ ; 3) отсутствии бокового и глубинного расширения сжимаемого объема грунта и соответственно рассеивания сжимающего давления в этих направлениях; 4) постоянстве сжимающего давления  $\sigma = \text{const} \neq f(h)$  и степени уплотненности грунта  $\eta = \text{const} \neq f(h)$  по всей его глубине  $h$ ; 5) перечисленные факторы приводят к тому, что с ростом уплотняющего давления  $\sigma$  сопротивление грунта компрессионному сжатию принимает две основные формы [8]: может быть *постоянным*, и тогда формируются *гуковские* деформативные прямые  $h_1$  или  $h_2$ , но в большинстве случаев (60...90% из 500 обследованных нами опытов [9]) *возрастает*, а темп сжатия грунта  $\Delta\varepsilon = f(\Delta\sigma)$ , численно равный угловым коэффициентам касательных к графику  $\varepsilon(\sigma)$ , уменьшается, благодаря чему формируются *выпуклые* (по отношению к *гуковской* прямой  $h_1$ ) деформативные кривые  $\varepsilon(\sigma)$ , и *модуль общей деформации по Гуку*  $E_x = \beta_0 \sigma / \varepsilon(\sigma)$  *закономерно возрастает с ростом  $\sigma$* .

Осадка штампов происходит в полубесконечном грунтовом массиве и по многим показателям существенно отличается от условий компрессионного сжатия образца грунта в неизменном микрообъеме. Из этих показателей важнейшими являются: 1) наличие глубинного и бокового расширения эпюры избыточных давлений  $\sigma$ , создаваемых штампом, и соответственно увеличение объема уплотняемого грунта в этих направлениях; 2) уменьшение в стороны и с глубиной (рассеивание) сжимающего давления и соответственно степени уплотненности грунта  $\eta(\sigma, h)$ ; 3) боковое и глубинное расширение сжимаемой зоны грунтового массива, а также рассеивание по этим направлениям избыточного давления  $\sigma$  и создаваемых ими деформаций  $\eta(\sigma, h)$  приводят к тому, что с ростом  $\sigma$  сопротивление грунтового массива напряжениям и сжатию *ослабевает*, и темп осадки штампа  $\Delta s(\sigma, h) / \Delta\sigma$  *начинает возрастать*; под действием этих процессов деформативные кривые  $S(\sigma)$  *становятся вогнутыми* (относительно *гуковской* прямой  $h_1$ ), а *рассчитываемый по ним модуль общей деформации по Гуку*  $E_S = f(K, D)\sigma / S(\sigma)$  *закономерно уменьшается с ростом  $\sigma$* .

Данные закономерности представим аналитически. В процессе анализа косвенные компрессионные функции сжимаемости грунтов  $\rho_d(\epsilon)$ ,  $n(\epsilon)$ ,  $e(\epsilon)$  использовать не будем с целью исключения дополнительно возникающих при этом погрешностей в оценке деформативных характеристик грунтов, особенно биогенных и глинистых [8, 9].

При постоянном темпе компрессионного сжатия и отсутствии "разгонного или ускоряющегося" участка на графике  $\epsilon(\sigma)$  в области малых давлений процесс деформации образца подчиняется *первому или прямо пропорциональному закону Гука*  $h_1$  - прямой

$$\epsilon(\sigma) = a_k \sigma = (\beta_0 / E_k) \sigma = \sigma / tg\alpha_1, \quad (9)$$

исходящей из начала координат ( $\epsilon = \sigma = 0$ ) и обладающей угловым коэффициентом

$$tg\alpha_1 = \sigma_1 / \epsilon_1 = \sigma_2 / \epsilon_2 = \dots = \sigma / \epsilon(\sigma) = 1 / a_k = E_k / \beta_0 = const, \quad (10)$$

где  $a_k = \epsilon(\sigma) / \sigma = \beta_0 / E_k = 1 / tg\alpha_1 = const - \quad (11)$

коэффициент относительной сжимаемости грунта в деформативной модели  $h_1$ ;  $\beta_0$  - функция влияния бокового расширения грунта на величину его "гуковского" модуля деформации

$$E_k = \beta_0 [\sigma / \epsilon(\sigma)] = \beta_0 / a_k = \beta_0 tg\alpha_1 = const. \quad (12)$$

Во многих опытах деформативные функции  $\epsilon(\sigma)$  сначала являются нелинейными, а затем, по мере роста  $\sigma$  становятся линейными и подчиняются *второму или обобщенному закону Гука*  $h_2$  - прямой [8, 9]

$$\epsilon(\sigma) = \epsilon^* + a_{0k} \sigma = \epsilon^* + (\beta_0 / E_{0k}) \sigma = \epsilon^* + (1 / tg\alpha_{2k}) \sigma \quad (13)$$

с начальным отрезком  $\epsilon^*$  и угловым коэффициентом

$$tg\alpha_{2k} = (\sigma_2 - \sigma_1) / (\epsilon_2 - \epsilon_1) = \sigma / (\epsilon - \epsilon^*) = E_{0k} / \beta_0 = 1 / a_{0k} = const, \quad (14)$$

где  $a_{0k} = (\epsilon - \epsilon^*) / \sigma = \beta_0 / E_{0k} = 1 / tg\alpha_{2k} = const - \quad (15)$

коэффициент относительной сжимаемости грунта в деформативной модели  $h_2$ ;

$$E_{0k} = \beta_0 \sigma / (\epsilon - \epsilon^*) = \beta_0 / a_{0k} = \beta_0 / tg\alpha_{2k} = const - \quad (16)$$

модуль общей деформации грунта в этой же модели  $h_2$ .

Второй закон Гука  $h_2$  впервые введен в работах [5, 6]. Поэтому в нормативной и учебной литературе [1-4, ГОСТ 20276-85 и др.] определение начального отрезка  $\epsilon^*$  не предусматривается, и оценка модуля деформации модели  $h_2$  сводится к его расчету по первому закону Гука  $h_1$ . В этом случае происходит накладка совершенно различных линейных моделей и константа  $E_k$  модели  $h_1$  преобразуется в функцию  $E_k(\sigma)$  модели  $h_2$ . Чтобы установить ее, равенство (13) делим на  $\sigma$  и находим, что в модели  $h_2$

$$\epsilon / \sigma = \beta_0 / E_{0k} + \epsilon^* / \sigma. \quad (17)$$

В то же время из (9) имеем

$$\epsilon / \sigma = \beta_0 / E_k. \quad (18)$$

Сопоставляя (17) и (18), окончательно получаем, что при определении "гуковского" модуля деформации  $E_k = \beta_0 \sigma / \epsilon$  в грунтах, подчиняющихся модели  $h_2$ , величина этого модуля становится нелинейно-возрастающей функцией  $\sigma$

$$E_K(\sigma) = \beta_0 \sigma / \varepsilon = \beta_0 / (\beta_0 / E_{0K} + \varepsilon^* / \sigma), \quad (19)$$

которая обладает пределом

$$\lim_{\sigma \rightarrow \infty} E_K(\sigma) = \lim_{\sigma \rightarrow \infty} \beta_0 \sigma / (\beta_0 / E_{0K} + \varepsilon^* / \sigma) = E_{0K}, \quad (20)$$

равным модулю деформации в модели  $h_2$ .

Результаты компрессионных испытаний грунтов Беларуси показывают [9], что линейные гукоские модели  $h_1$  и  $h_2$  встречаются в 10...40% обследованных опытов. Большой частью компрессионное сжатие грунтов с высокой степенью точности характеризуется такими функциями  $\varepsilon(\sigma)$ , что рассчитанный по ним модуль деформации по Гуку  $E_K$  линейно возрастает с ростом  $\sigma$ :

$$E_K(\sigma) = \beta_0 \sigma / \varepsilon(\sigma) = E_x^* + a_x^* \sigma, \quad (21)$$

где  $E_x^*$  – начальный отрезок прямой  $E_K(\sigma)$  на оси  $E_K(\sigma)$ ;  $a_x^*$  – угловой коэффициент этой прямой.

Из (21) имеем, что компрессионное сжатие таких грунтов подчиняется нелинейно-затухающей модели ("nz")

$$\varepsilon(\sigma) = \beta_0 \sigma / (E_x^* + a_x^* \sigma), \quad (22)$$

асимптота которой

$$\varepsilon_{\max} = \lim_{\sigma \rightarrow \infty} \varepsilon(\sigma) = \lim_{\sigma \rightarrow \infty} \beta_0 \sigma / (E_x^* + a_x^* \sigma) = \beta_0 / a_x^* \quad (23)$$

принципиально отличается от своего теоретического аналога  $\varepsilon_{\max} = n_0$  в линейной фазовой модели [8,9].

Применительно к штамповым испытаниям грунтовых толщ в полевых условиях первый закон Гука  $h_1$  имеет вид:

$$S(\sigma) = a_S \sigma = (1 / \operatorname{tg} \alpha_{1S}) \sigma = [f(K, D) / E_S] \sigma, \quad (24)$$

откуда следует известная формула по расчету "штампового" модуля деформации  $E_S$  в деформативной модели  $h_1$ :

$$E_S = f(K, D) [S(\sigma) / \sigma] = f(K, D) / a_S = f(K, D) \operatorname{tg} \alpha_{1S} = \text{const}, \quad (25)$$

где

$$a_S = S(\sigma) / \sigma = 1 / \operatorname{tg} \alpha_{1S} = f(K, D) / E_S = \text{const} - \quad (26)$$

"штамповый" коэффициент относительной сжимаемости грунтовой толщи в гукоской модели  $h_1$ ;

$$\operatorname{tg} \alpha_{1S} = \sigma / S(\sigma) = 1 / a_S = E_S / f(K, D) = \text{const} - \quad (27)$$

угловой коэффициент прямой  $\sigma(S)$ , исходящей из начала координат;  $f(K, D)$  – функция бокового расширения грунта, формы и размеров штампа, не учитывающая пока естественной влажности  $W$  – важнейшего фактора, существенно влияющего на модули деформации – главных показателей сопротивления грунтов (особенно глинистых и биогенных [5, 8]) сжатию и вдавливанию штампов, зондов и других твердых тел.

**Заключение.** Выполненные исследования приводят к следующим выводам, имеющим важное теоретическое и методологическое значение:

– Установлено принципиальное графоаналитическое различие между деформативными кривыми  $\varepsilon(\sigma)$  и  $S(\sigma)$ , имеющими широкое распространение соответственно при компрессионных и штамповых испытаниях. Это различие является главной причиной расхождений в поведении "компрессионных" и "штамповых" характеристик грунтов при изменении избыточного давления  $\sigma$  и сводится к правилу: относительно первого (прямо пропорционального) закона Гука  $h_1$  компрессионные кривые  $\varepsilon(\sigma)$  являются *выпуклыми и нелинейно-затухающими*,

у которых к конечному пределу стремится деформация  $\lim_{\sigma \rightarrow \infty} \varepsilon(\sigma) = n_0$ , а штамповые кривые осадок  $S(\sigma)$ , наоборот, являются *вогнутыми и нелинейно-возрастающими*, у которых к конечному пределу стремится избыточное давление  $\lim_{S \rightarrow \infty} \sigma(S) = \sigma_{\max}$ , а величины осадок  $S$  могут неограниченно возрастать.

– Доказано, что "гостовские" величины компрессионного  $E_{0K}$  и штампового  $E_{0S}$  модулей деформации составляют некоторую долю угловых коэффициентов второго (обобщенного или кусочно-линейного) закона Гука  $h_2$  – прямой в отрезках  $(\varepsilon^*$  и  $\sigma_{0S})$ , проходящей через крайние опытные точки на компрессионной  $\varepsilon(\sigma)$  и штамповой  $S(\sigma)$  деформативных кривых; при этом аппроксимационные отрезки  $\varepsilon^*$  и  $\sigma_{0S}$ , отсекаемые прямыми соответственно  $AB$  на  $\varepsilon(\sigma)$  и  $CD$  на  $S(\sigma)$ , не определяются. Данный факт говорит о том, что с теоретической и методологической точек зрения в нормативных документах допускается существенная некорректность: для явно нелинейных моделей деформации рассчитываются по угловому коэффициенту второго закона Гука  $h_2$ , обладающего начальными отрезками, а рекомендуются использовать для геотехнических прогнозов осадок линейно-деформируемой среды – по первому закону Гука  $h_1$ , в котором начальные отрезки отсутствуют. Известно [10], что в этих случаях погрешность может быть самой различной и часто непредсказуемой. Это во-первых. А, во-вторых, определение деформативных характеристик грунтов (обратная задача) и геотехнические прогнозы осадок геосостояний (прямая задача) должны вестись в рамках одного закона (*принцип единства обратных и прямых задач геомеханики*).

– Сопоставление механических характеристик грунтов, определяемых по данным компрессионных и штамповых испытаний, выполнено на примере гуковских модулей деформации  $E_K$  и  $E_S$ , вытекающих из первого закона Гука  $h_1$ . Анализ функций неустойчивости  $E_K(\sigma)$  и  $E_S(\sigma)$  произведен для двух типов деформативных моделей – кусочно-линейных  $h_2$  и нелинейных "nz" и "nv". В результате установлено, что из-за различного характера компрессионных  $\varepsilon(\sigma)$  и штамповых  $S(\sigma)$  законов деформации в *кусочно-линейных  $h_2$  и нелинейных моделях деформации с ростом  $\sigma$  величины гуковского модуля деформации  $E_K$  закономерно возрастают, а штампового  $E_S$  – уменьшаются*; поэтому максимальное расхождение между ними имеет место при незначительных и средних давлениях (в интервале  $0 < \sigma \leq 0,2 - 0,3$  МПа), а минимальное – при значительных. Эту закономерность следует признать одним из главных положений теории неустойчивости гуковских модулей деформации  $E_K(\sigma)$  и  $E_S(\sigma)$  в кусочно-линейных и нелинейных моделях деформирования грунтов.

– Осреднению и последующему приведению к аппроксимационным константам тех ли иных компрессионных и штамповых моделей деформирования подлежат только модули  $E_K$ ,  $E_{0K}$ ,  $E_S$ ,  $E_{0S}$ ; неустойчивые функции  $E_K(\sigma)$  и  $E_S(\sigma)$  несовместимы и могут осредняться по отдельности с целью последующего приближения их к соответствующим корреляционным зависимостям в рамках тех деформативных моделей, по которым они изначально определялись; осреднять в совокупности компрессионные ( $E_K$ ,  $E_{0K}$ ,  $E_K(\sigma)$ ) и штамповые ( $E_S$ ,  $E_{0S}$ ,  $E_S(\sigma)$ ) модули деформации как однородные равноценные величины единого ареала и общие модули ИГЭ в принципе не корректно ввиду принадлежности этих характеристик к совершенно различным, практически альтернативным физико-

механическим процессам деформирования образцов грунта в замкнутом объеме и грунтовых толщ бесконечной глубины.

– Основной причиной, порождающей неустойчивость грунтовых модулей деформации и переходного коэффициента  $m(\sigma) = E_S(\sigma)/E_K(\sigma)$ , является несоответствие напряженного состояния и деформативных моделей грунтов в разных опытах – компрессионных, штамповых и т.д. Поэтому модули деформации будут объективными и корректно сопоставимы только при условии, когда напряженное состояние грунта и характер его деформации в опытах и производственных условиях будут адекватными или близкими к ним. Очевидно, во всех случаях влажность грунтов должна учитываться в качестве важнейшего фактора, оказывающего существенное влияние на аналитический вид деформативной модели и соответственно величины модулей деформации ИГЭ [11].

#### Список цитированных источников

1. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости: ГОСТ 12248-96. – 64 с.
2. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости: ГОСТ 20276-99. – 54 с.
3. Кириллов, В.С. Основания и фундаменты. – М.: Транспорт, 1980. – 392 с.
4. Бартоломей, А.А. Механика грунтов. – М.: АСВ, 2004. – 304 с.
5. Костюкович, П.Н. Теория взаимосвязей между деформацией уплотнения  $\varepsilon(\sigma)$  и сдвиговой прочностью  $\tau(\sigma)$  дисперсных грунтов // Геотехника Беларуси: наука и практика: сборник статей Межд. научно-технич. конф. – Минск: БНТУ, 2008. – С. 142–162.
6. Костюкович, П.Н. Теория функциональных связей между деформативными и прочностными характеристиками дисперсных грунтов // Многообразие современных геологических процессов и их инженерно-геологическая оценка: труды Межд. научн. конф. – М.: МГУ, 2009. – С. 44–46.
7. Архангельский, И.В. Пути повышения качества исследований деформационных свойств грунтов // Инженерная геология. – 2008. – № 2. – 58–64.
8. Костюкович, П.Н. Деформативные и компрессионные функции сжимаемости грунтов // Геотехника Беларуси: наука и практика: сборник статей Межд. научно-технич. конф. – Минск: БНТУ, 2008. – С. 163–173.
9. Костюкович, П.Н., Крошнер, И.П. Нелинейно-затухающая модель компрессионного уплотнения грунтов и осадок геоснований // Актуальные научно-технические проблемы современной геотехники: междуз. тематич. сб. тр. – Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 2009. – Т. 2. – С. 192–201.
10. Костюкович, П.Н. Теоретические основы определения гидрогеологических параметров в условиях перетекания подземных вод и при формировании разрыва уровня на стенке возмущающей скважины: автореф. дис. ... д.т.н. – Минск: БПИ, 1996. – 37 с.
11. Костюкович, П.Н. Основные положения теории нелинейных и комбинированных фазовых моделей дисперсных грунтов // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник статей XIV Междунард. научно-практич. семинара: в 2 т. – Минск: БНТУ, 2006. – Т. 2. – С. 229–235.

УДК 624.154.04:624.156.04]:624.131.213

## ЭФФЕКТИВНЫЕ КОНСТРУКЦИИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С НЕСУЩИМИ РОСТВЕРКАМИ

Сернов В.А.

**Введение.** В настоящее время наметилась тенденция увеличения этажности зданий. В связи с этим, возрастают и нагрузки, передаваемые на основание. Эти

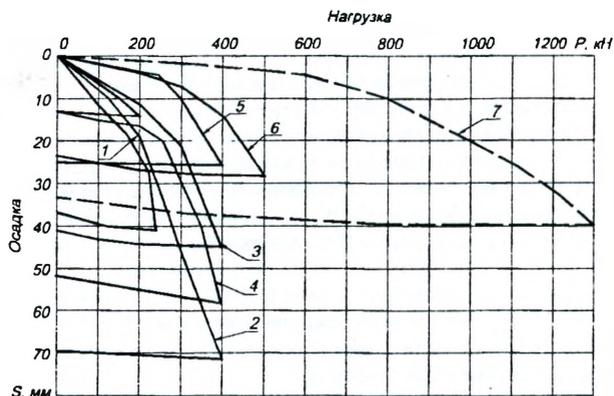
факторы приводят к более широкому применению свай. Строительные площадки г. Минска характеризуются сложным геологическим строением и разнообразием инженерно-геологических условий. Часто, при благоприятных грунтовых условиях у поверхности, на глубине 5–10 м встречаются линзы и прослойки слабых грунтов. Нередко выполняется планировка территории подсыпкой. Традиционно, в таких случаях применяются длинные забивные сваи (длиной 12–24 м) передающие нагрузку на глубокие прочные слои грунта. Альтернативным вариантом фундамента в подобных грунтовых условиях являются короткие конические сваи с несущими ростверками. Наклонные боковые поверхности свай способствуют максимальному уплотнению грунта в межсвайном пространстве. Ростверк, опирающийся на такой грунт, имеет большее сопротивление, чем в фундаменте из свай с постоянным поперечным сечением. Основная часть нагрузки от сооружения передается на верхние слои основания. Напряжения рассеиваются, не достигая прослойки слабого грунта.

**Экспериментальные исследования.** Результаты испытаний доказали эффективность таких фундаментов при мощной толще насыпного грунта у поверхности. Прочностные характеристики насыпного грунта значительно улучшаются за счет уплотнения. Наклон боковой поверхности исключает развитие отрицательных сил трения. Уплотненное основание становится несущим слоем, как для свай, так и для ростверка.

Для оценки эффективности свайных фундаментов из коротких конических свай с несущими ростверками на различных строительных площадках г. Минска были выполнены статические испытания, как отдельных свай, так и фрагментов фундаментов.

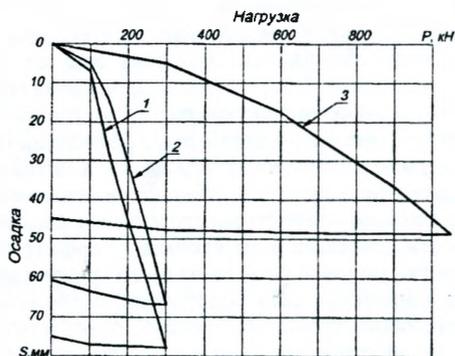
При строительстве дома по улице Бельского 48 в г. Минске у поверхности залегали суглинки прочные и средней прочности, а на глубине более 10 м пылеватые суглинки с прослойками торфа. Существовало 2 альтернативных решения: устройство свай длиной свыше 12 м, чтобы пройти эти слои, либо коротких свай, чтобы передать всю нагрузку от сооружения на поверхностные более прочные грунты. Был принят второй вариант: выштампованные конусные сваи уплотнения длиной 3–4 м с уширениями нижних концов и включением в работу ростверка. Это привело к значительному удешевлению проекта в сравнении с первым вариантом. Здесь сопротивляемость грунта сжатию была увеличена на 80% за счет уширений на нижних концах свай. При включении ростверка в работу несущая способность фундамента возросла еще на 30%. Коэффициент влияния ростверка составил  $K_p = 1,30$ . На рис. 1 приведены графики зависимости  $S = f(N)$  для конических свай сечением поверху 0,5 м, понизу 0,25 м, длиной 3 м и пары свай совместно с фрагментом ростверка с размерами в плане 0,9×1,8 м.

По данным инженерно-геологических изысканий в пятне застройки здания в районе улиц Притыцкого-Бельского в г. Минске, основание строительной площадки неоднородно, сложено глинистыми грунтами и песками мелкозернистыми различной прочности с линзами и прослойками торфа (рис. 2, 3, 4). Поскольку, у поверхности залегал мощный слой насыпного грунта (до 4 м), были приняты выштампованные конические сваи уплотнения, позволяющие избежать воздействия сил отрицательного трения на боковую поверхность, и уплотнить основание в межсвайном пространстве. Такое решение привело к значительному снижению стоимости фундамента, однако испытания свай статической нагрузкой выявили их недостаточную несущую способность. В связи с этим, были выполнены испытания фрагментов свайных фундаментов совместно с ростверками.

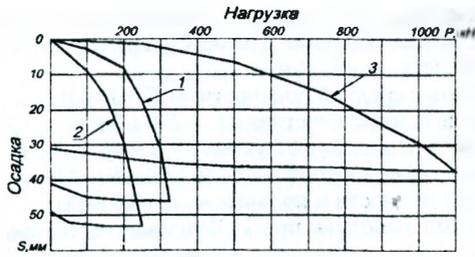


1, 2 – испытания свай без уширенных пят; 3, 4 – то же после устройства уширенных пят; 5, 6 – испытания после твердения бетона в составе пят; 7 – испытания свай с фрагментом ростверка  
Рисунок 1 – Результаты статических испытаний конических свай с уширенной пятой, в том числе по две с фрагментами ростверка на ул. Бельского

Всего на данном объекте испытано три фрагмента ростверка с двумя и тремя сваями под каждым. Для оценки влияния ростверков предварительно испытывались одиночные сваи, а затем совместно с фрагментом ростверка. Первый фрагмент ростверка выполнен по головам двух свай № 55 и № 58 с длинами по 4 м и диаметрами на верхних концах по 0,43 м и на нижних – по 0,28 м. Второй фрагмент ростверка выполнен по головам двух свай № 741, № 743 длиной 4 м при диаметрах на верхних концах по 0,53 м и на нижних – по 0,3 м. Третий фрагмент ростверка выполнен по головам двух свай № 375, № 377 длиной 3 м и диаметрами поперечных сечений на верхнем и нижнем концах 0,43×0,28 м. У всех свай выполнены уширения пят от втрамбовывания сухой бетонной смеси в объемах по 0,2 м<sup>2</sup>. Коэффициенты влияния ростверков составили: для фрагмента № 1 –  $K_p = 2,03$ ; фрагмента № 2 –  $K_p = 1,3$ ; фрагмента № 3 –  $K_p = 1,49$ .



1 – свая № 55; 2 – свая № 58; 3 – фрагмент из двух свай с ростверком  
Рисунок 2 – Результаты испытаний фрагмента 1



1 – свая № 58; 2 – свая № 55; 3 – фрагмент из двух свай с ростверком  
Рисунок 3 – Результаты испытаний фрагмента 2



1 – свая № 375; 2 – фрагмент из двух свай с ростверком  
Рисунок 4 – Результаты испытаний фрагмента 3

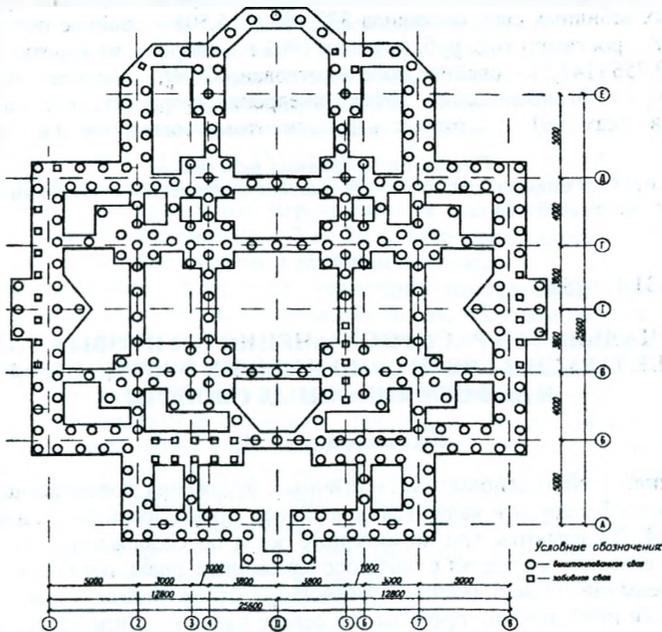


Рисунок 5 – Свайно-плитный фундамент под храм во имя Архистратига Божия Михаила в м-не Сухарево в г. Минске

По данными изысканий на площадке строительства православного храма во имя Архистратига Божия Михаила в м-не Сухарево г. Минска под подошвой ростверка залегают следующие грунты:

1. Супеси пылеватые средней прочности —  $E = 18$  МПа,  $h = 4$  м;
2. Суглинки озерные мягкопластичные —  $E = 6$  МПа,  $h = 2$  м;
3. Суглинки с растительными остатками —  $E = 10$  МПа,  $h = 1,5$  м;
4. Заторфованные грунты и торф —  $E = 3$  МПа,  $h = 2,5$  м;
5. Пески средней прочности и прочные —  $E = 25$  МПа.

Первоначально был выполнен проект фундамента, состоящего из 480 забивных свай длиной 12 и 14 м с поперечным сечением 0,3 и 0,35 м. Сваи пронизывали слои заторфованных грунтов и погружались в несущий песчаный слой.

Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки выявил неэффективность фундамента из длинных забивных свай. При забивке свай атмосферный воздух попадет в слои торфа, что приведет к интенсивному разложению органических веществ, усадке грунта и развитию сил отрицательного трения.

**Заключение.** Наиболее рациональным решением, в данном случае, является передача всей нагрузки от здания на верхние, относительно прочные, слои основания. Расчет фундаментов в соответствии с [1] показал, что в данных грунтовых условиях ростверк способен воспринимать около 40% нагрузки от здания. Остальную часть нагрузки воспринимают конические выштампованные сваи длиной 3 м и диаметром от 0,5 м в голове до 0,3 м нижнего конца сваи. Схема расположения конических свай в составе ростверка приведена на рис. 5. Общее количество свай составило 285 конических длиной 3 м и 32 забивных (погруженных ранее) длиной 12–14 м. Стоимость первого варианта фундамента из длинных забивных свай составила 372,186 (315,508 – свайное поле и котлован, 56,678 – ростверк) тыс. руб. (в ценах 1991 г.), второго, из коротких конических – 200,756 (147,01 – свайное поле и котлован, 53,746 – ростверк) тыс. руб. (в ценах 1991 г.). Экономический эффект внедрения разработки составил 171,43 тыс. руб. (в ценах 1991 г.). Стоимость фундаментов снижена почти в 2 раза.

#### Список цитированных источников

1. P5.01.015.05. Рекомендации по расчету свайных фундаментов с несущими ростверками. – Минск: БНТУ, 2005 – 24 с.

УДК 624.131.1 (075.8)

## О ЗОНАЛЬНОСТИ РАСПРОСТРАНЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ТОЛЩ В БЕЛАРУСИ В СВЯЗИ С ОЦЕНКОЙ ИХ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ СВОЙСТВ

Колпашников Г.А.

**Введение.** Плейстоценовые (четвертичные) отложения повсеместно развиты на территории Беларуси и являются основанием практически всех инженерных сооружений. Выделяются три характерные зоны по содержанию обломочных фракций – северная и средняя с валуносодержащими фракциями и южная, сложенная преимущественно песчано-глинистыми отложениями. Граница между этими зонами приближенно проходит на севере вдоль границы краевых образований позерского оледенения, на юге вдоль краевых образований сожского оледенения.

Грунтовая толща – это толща горных пород, находящаяся в зоне активного влияния инженерного сооружения. Верхняя граница в подавляющем числе случаев совпадает с дневной поверхностью. Положение нижней границы и, следовательно, её мощность определяется типом сооружения и теми нагрузками, которые эти сооружения оказывают на основание. На карте грунтовых толщ Беларуси [1] нашли отражение особенности грунтовых толщ мощностью 10 метров.

Особенности грунтовых толщ. В северной части Беларуси в области поозерского оледенения основным формообразующим комплексом отложений является поозерский горизонт [2]. Этот основной комплекс, представленный ледниковыми и водно-ледниковыми образованиями, занимает около 40% площади в границах поозерского оледенения. Лишь на отдельных участках он перекрывается галоченовыми накоплениями.

Моренные отложения поозерского ледника распространены повсеместно, слагая обширные моренные равнины. Моренный горизонт выдержан по мощности, которая не превышает 25–30 м. Преобладающими являются твердые супеси и суглинки, реже глины с содержанием гравия и гальки до 10–15%. Поозерской морене свойственна массивная плитчатая, иногда слоистая структура.

В соответствии с высокой плотностью сжимаемость моренных отложений незначительна: показатели механических свойств характеризуют морену, как плотный, слабосжимаемый грунт. Модули сжимаемости, полученные при компрессионных испытаниях в интервале нагрузок 0,1–0,3 МПа, находятся в пределах от 9 до 10–15 и даже 20 МПа. Сопротивление сдвигу моренных грунтов также обычно достаточно высокое. Данный тип грунтов можно считать надежным основанием для ответственных сооружений, что обусловлено их плотным сложением, очень низкой пористостью и слабой сжимаемостью.

Типичным представителем глинистых водно-ледниковых отложений являются известные в инженерно-геологической практике ленточные глины, широко развитые на севере Республики Беларусь. Они занимают значительное место в разрезе поозерских образований. Широкое развитие получили ледниково-озерные отложения в пределах Полоцкой и Дисненской низин, достигающие мощности 37 м. В северо-западном и северо-восточном направлении ледниково-озерные грунты замещаются или перекрываются флювиогляциальными песками, залегающими на глубинах от 5–7 до 20 м. Они представлены мелкими песками и редким включением гравия и единичной гальки.

Для ледниково-озерных грунтов характерна параллельная горизонтальная слоистость. Также встречается диагональная, косая, облегающая слоистость различных типов. Мощность годичных лент изменяется от нескольких мм до 3–4 см. Косо- и диагонально-слоистые текстуры свойственны отложениям более грубого состава по сравнению с горизонтально-слоистой толщей и представлены разнозернистым песком, иногда с гравием. Ленточным глинам свойственна высокая пористость (до 60–65%) и высокая естественная влажность. Чаше она выше влажности верхнего предела пластичности, т.е. в естественных условиях глины находятся в скрыто текущем состоянии. Ленточные глины обладают четко выраженной анизотропией в отношении к целому ряду свойств благодаря особенностям своего микростроения. В частности, их водопроницаемость, являющаяся величиной небольшой, значительно выше вдоль напластования, чем перпендикулярно к нему. У песчаных и пылеватых прослоев (в основном определяющих водопроницаемость вдоль напластования) коэффициент фильтрации равен  $10^{-4}$ – $10^{-6}$  см/с, а у глинистых он снижается до  $10^{-8}$  см/с. Ленточные глины в есте-

ственном состоянии могут быть без значительных деформаций выдерживать нагрузки до 0,3–0,4 МПа, даже если их естественная влажность превышает верхний предел пластичности. Осадка толщи водонасыщенных ленточных глин под сооружением усиливается при переслаивании глинистых и песчаных прослоев. Последние играют роль естественных дрена, отводящих выжимаемую из глинистых прослоев воду.

Сопротивление сдвигу ленточных глин различно в зависимости от места расположения поверхности сдвига. Оно больше для песчаных и меньше для глинистых прослоев. Кроме того, ввиду анизотропности грунта, это сопротивление зависит от угла сдвигающего усилия по отношению к поверхности прослоев.

Центральная зона, обозначенная в вышеуказанных границах, характеризуется разнообразием, как по вещественному составу, так и по прочностным и деформационным свойствам. Наиболее изученными являются флювиогляциальные пески, широко распространенные в пределах Березинской равнины. По данным лабораторных исследований они плотные и средней плотности, маловлажные. Допустимые нагрузки на них равны: для пылеватых песков 2,7 МПа, мелких 4,4 МПа независимо от влажности.

Ледниковые отложения – моренные супеси и суглинки наиболее детально были изучены на Минской возвышенности.

Обычно моренные грунты имеют твердую консистенцию, реже встречаются пластичные и тугопластичные и лишь в единичных случаях мягкопластичные. Несмотря на то, что моренные отложения в целом характеризуются значительной плотностью и слабой сжимаемостью, они в периоды переувлажнения превращаются в текучепластичные. Это свойство моренных грунтов особенно часто проявляется в верхней зоне, мощностью 1,5–2,0 м иногда до 3 м там, где отсутствует почвенно-растительный слой. Если средние значения предельного сопротивления сдвигу моренных супесей, суглинков и лессовидной супесей в верхней части разреза в естественном состоянии изменяются в пределах 1,3–5,8 МПа, то в переувлажненном от 0,19 до 1,3 МПа (по данным полевых исследований методом пенетрации).

Лессовидные супеси и суглинки получили развитие на Минской, Новогрудской возвышенностях, в пределах Копыльской, Ошмянской гряд, Оршанско-Могилевского плато.

Особенности инженерно-геологического изучения лессовидных грунтовых толщ связаны со сложными условиями их залегания. Мощность лессовидных пылеватых супесей и суглинков обычно невелика (до 3–5 м). На южных и юго-западных склонах Минской возвышенности она увеличивается до 10–12 м. В ряде разрезов (Минск, Дзержинск) в лессовидных отложениях наблюдается слоистость, особенно в нижней части, а на склоновых участках она прослеживается по всей толще. На большей части территории возвышенности просадочность лессовидных супесей и суглинков отсутствует. Относительная просадочность по компрессионным и штамповым (с замачиванием) испытаниям обычно не превышает 0,01. В составе лессовидной грунтовой толщи Минской возвышенности встречаются суглинки, реже супеси с прослоями пылеватого и мелкого песка. Естественная влажность лессовидных супесей в районе г. Минска составляет 16%, объемный вес 1,84–2,08 г/см<sup>3</sup>, объемный вес скелета 1,60–1,82 г/см<sup>3</sup>, коэффициент пористости – 0,51–0,77. Угол внутреннего трения колеблется в широких пределах, от 10 до 39° у лессовидных супесей и 24–29° у суглинков, сцепление от 0,19 до 0,26 МПа у супесей и от 0,33 до 41 МПа у суглинков.

По данным компрессионных испытаний наиболее высокие значения модуля деформации (92–117 МПа) получены для грунтов твердой консистенции. Лабораторными исследованиями показано, что супеси и суглинки теряют прочность и устойчивость в результате их способности к набуханию и размоканию. Особенно важно учитывать это обстоятельство в откосах и котлованах, которые напрямую подвергаются воздействию атмосферных осадков.

На территории Беларуси лессовидные грунты занимают около 10% её площади и распространены южнее главного пояса конечных морен, в основном отдельными участками и островами. Наиболее крупные из них в геоморфологическом отношении находятся в пределах Оршанско-Могилёвского плато, Минской и Новогрудской возвышенностей, Мозырско-Брагинской и Копыльской гряд. Залегают лессовидные грунты в комплексе с другими генетическими типами отложений – моренными, флювиогляциальными, озерными, аллювиальными и др. Они располагаются на склонах моренных гряд и платообразных участках водоразделов рек с абсолютными отметками 140–150 м и имеют мощность от 0,5 до 10 и более метров с преобладанием в 2–4 м [3].

Относительная просадочность лессовидных грунтовых толщ определена на 82 образцах, из которых просадочные свойства имели 16 образцов. При давлении 0,2–0,3 МПа относительная просадочность варьирует в пределах 0,014–0,047. Для остальных образцов, составляющих 80% от общего числа, относительная просадочность измеряется тысячными и десятитысячными долями. Просадочные свойства наиболее характерны для лессовидных отложений Горецкого, Мстиславльского и Новогрудского районов.

На фоне общей изменчивости лессовидных отложений Беларуси для всех районов, за исключением Мозырско-Брагинской гряды, наблюдаются (с вероятностью от 5 до 42%) отдельные разности, способные проявлять деформацию просадки при дополнительных нагрузках 0,2–0,3 МПа.

Значительные материальные потери связаны с деформационными процессами в набухающих грунтах, широко развитых в центральной зоне. Особенно отчетливо они проявились в Солигорском горнопромышленном районе, где имели место деформации зданий и сооружений, выход из строя подземных коммуникаций и др. Были проведены экспериментальные работы по изучению деформационных свойств грунтов, залегающих в основании зданий и сооружений. При свободном набухании относительное линейное приращение высоты для отдельных образцов составило порядка 0,145–0,190 и более, что позволило отнести их к набухающим грунтам. Деформация грунтов увеличивается при их промерзании, т.к. при подъеме уровня грунтовых вод в зоне промерзания оказываются грунты с набухающими свойствами.

Проведенные исследования определили необходимость учета изменений инженерно-геологических свойств оснований под влиянием процессов подтопления осваиваемых территорий.

Южная зона, представленная с поверхности в основном песками, вместе с тем в целом ряде мест имеет сложное строение на глубине заложения фундаментов зданий и сооружений [4]. По своим специфическим особенностям грунтовые толщи отличаются по содержанию включений и условиям залегания. Вещественный состав покровных флювиогляциальных отложений представлен песками с гравием и галькой. На отдельных участках кровля песков перекрывается лессовидными слабопросадочными супесями и суглинками. В составе отложений встречаются желтые, мелкие пески с бурыми прослоями ожелезнения,

что позволяет отнести их к категории плотных, цементированных грунтов. Они обладают слабой окатанностью кварцевых зерен, плотно упакованы, устойчивы при нагрузках в стенках котлованов. Южная зона занимает территорию Белорусского Полесья, где широким распространением пользуются отложения речных террас. На геологических разрезах в составе аллювиальных отложений, покрывающих супесчано-суглинистую толщу, повсеместно преобладают слоистые мелкие пески с высоким содержанием тонкодисперсной фракции и выдержанным литологическим составом по простираению. При проектировании сооружений должно учитываться наличие на малых глубинах (порядка нескольких метров) супесей и суглинков, обладающих высокой степенью просадочностью, что подтверждено бурением разведочных скважин.

**Заключение.** Выявленные зоны и закономерности строения в них грунтовых толщ, их прочностных и деформационных свойств ориентируют изыскателей и проектировщиков на получение достоверных данных и на их основе реализацию безопасного строительства инженерных объектов.

#### Список цитированных источников

1. Колпашников, Г.А. Инженерная геология – Мн.: УП «Технопринт», 2005. – 132 с.
2. Повловская, И.Э. Полоцкий ледниково-озерный бассейн. Строение, рельеф, история развития. – Мн.: Наука и техника, 1994 – 121 с.
3. Колпашников, Г.А. Происхождение и свойства лессовидных отложений Республики Беларусь: материалы межд. научно-технич. конф. «Геотехника Беларуси: наука и практика». – № 3-4. – 2003. – С. 273-278.
4. Колпашников, Г.А. Инженерно-геологические особенности четвертичных отложений восточной части Белорусского Полесья как оснований зданий и сооружений // Строительная наука и техника. – 2008. – №6 (21). – С. 17-19.

## ERFAHRUNGEN BEI DER HERSTELLUNG EINER HYDRAULISCH VERFESTIGTEN TRAGSCHICHT IM ORTMISCHVERFAHREN UNTER VERWENDUNG DES SPEZIALBINDEMITTELS „INFRACTETE ST“

Monika Schad

### Gliederung:

1. Angaben zum Sanierungssystem „Verfestigung mit InfraCrete ST“
2. Anforderungen an die geotechnische Ausgangssituation
3. Bauablauf für die Herstellung der hydraulischen Verfestigung im Baumischverfahren
4. Qualitätsüberwachung der Bauausführung
5. Zusammenfassende Bewertung / Gegenüberstellung Baumischverfahren und Standardbauweise

1. Angaben zum Sanierungssystem „Verfestigung mit InfraCrete ST“. Bei dem Sanierungssystem handelt es sich um ein Sonderbauverfahren, bei welchem der im Bereich der Ausbaustrecke anstehende pechhaltige Straßenbaustoff aufgefräst und als Asphaltgranulat in die hydraulisch verfestigte Tragschicht eingebunden wird. Die Herstellung der hydraulischen Verfestigung erfolgt im Baumischverfahren (mixed-in-place), dies bedeutet, dass das Mischgerät auf der für die Bodenbehandlung vorbereiteten Schicht fährt und das aufgebraute Bindemittel und die gegebenenfalls erforderliche Wassermenge einarbeitet.

Im Rahmen der Ausführung des Sonderbauverfahrens wird das Spezialbindemittel „InfraCrete®ST“ eingesetzt, welches aus verschiedenen alkalischen und erdalkalischen Elementen besteht. Diese bewirken eine Neutralisierung der in den meisten Böden vorhandenen Fluor- und Karbonsäuren und dadurch eine Förderung des Zementhydratationsprozesses. Umbildungen des Gefüges durch zusätzliche Neubildung von Mineralien während der Zementhydratation führen zu erheblichen Festigkeitssteigerungen, ohne dass die verfestigte Schicht zur Rissbildung neigt.

Daraus ergibt sich eine frostsichere und dauerhafte Verfestigung bei gleichzeitiger Immobilisierung der im alten Straßenaufbau enthaltenen pechhaltigen Straßenbaustoffe, sodass eine aufwendige Entsorgung nicht erforderlich war.

Des Weiteren konnte durch die Verwendung des Spezialbindemittels „InfraCrete®ST“ auf das nach den ZTV Beton-StB [1] geforderte Kerben der hydraulisch gebundenen Tragschicht verzichtet werden.

„InfraCrete®ST“ wurde als Additiv mit einer Menge von 2 M.-% dem verwendeten Portlandzement CEM I,32,5 R zugemischt und als fertig gemischtes Bindemittel auf die Baustelle geliefert.

Gegenüber der konventionellen Vorgehensweise zur Herstellung einer hydraulisch gebundenen Tragschicht, bei welcher die Verwertung von pechhaltigen Straßenbaustoffen üblicherweise im Zentralmischverfahren erfolgt, liegen die Vorteile des Sonderbauverfahrens vor allem in der Zeit- und Kosteneinsparung im Bereich der Baustellentransporte.

**2. Anforderungen an die geotechnische Ausgangssituation und an das Ausgangsgemisch für die Verfestigung.** Ziel der betrachteten Baumaßnahme war, die vorhandene Trassenführung durch eine Verbreiterung der Fahrbahn sowie eine Glättung der Gradienten, unter Berücksichtigung des Massenausgleichs, herzustellen.

Auf Planumniveau der Einschnittsbereiche sowie im Planumbereich der Verbreiterung der Trasse wurde die Tragfähigkeit überwiegend durch die Ausführung einer Bodenverbesserung hergestellt. In den nicht vorbelasteten Einschnittsbereichen wurde eine Mindesttragfähigkeit von  $E_{v2} \geq 30 \text{ MN/m}^2$  und im Bereich der Verbreiterung von  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  festgelegt.

Bei der Bauausführung wurde das Sonderbauverfahren mit folgenden Schichtmächtigkeiten ausgeführt:

**Aufbau InfraCrete®ST**



Um durch eine hydraulische Verfestigung mit dem Spezialbindemittel „InfraCrete®ST“ eine funktionsfähige Tragschicht zu erhalten, sollte bei einer Verwertung von pechhaltigen Straßenbaustoffen darauf geachtet werden, dass durch die Kornabstufung des Ausgangsgemisches die Voraussetzungen für eine tragfähige und frostsichere Tragschicht mit möglichst dichter Struktur gegeben sind.

Die Ergebnisse ausgeführter Eignungsuntersuchungen zeigen, dass Ausgangsgemische welche der Bodengruppen GU\*/GT\* (Kies-Schluff/Ton-Gemische) mit einem Feinkornanteil < 0,063 mm von 15 bis 30 M.-% für eine Verfestigung mit gleichzeitiger Immobilisierung der PAK-Belastung sehr gut geeignet sind.

Durch die Verwendung des Spezialbindemittels „InfraCrete®ST“ können diese Ausgangsgemische, welche nach den Frostklassen der ZTVE-StB [2] als „sehr frostempfindlich“ eingestuft werden, die Anforderung an die Frostsicherheit mit ausreichender Sicherheit einhalten.

Die sehr geringe Wasserdurchlässigkeit dieser Gemische von  $10^{-8}$  bis  $10^{-9}$  m/s wirkt sich positiv auf die Immobilisierung der durch die pechhaltigen Straßenausbaustoffe vorhandene PAK-Belastung aus.

Liegt der Feinanteil < 0,063 mm der Ausgangsgemische höher als 30 M.-%, tritt die Festigkeitsentwicklung langsamer ein. Die Anforderungen an die Festigkeit und an die Frostsicherheit können jedoch auch hier nach 28-Tagen nachgewiesen werden.

**3. Bauablauf für die Herstellung der hydraulischen Verfestigung im Baumischverfahren.** Nach Durchführung der erforderlichen Erdarbeiten erfolgt die Herstellung der hydraulisch gebundenen Tragschicht mit folgenden Arbeitsschritten:

**Bauablauf bei Verwendung der Anbaufräse:**

1. Fräsen der ca. 9–20 cm mächtigen Asphaltdecke
2. Schutz der Außenränder durch Verwendung von nicht pechhaltigen Straßenausbaustoffen in den Randbereichen
3. Zerkleinern und Durchmischen mittels Steinfräse mit einer Frästiefe von 30-35 cm
4. Vorbereiten und Bewässern des Grobplanums für die Ausführung der Verfestigung
5. Aufbringen des Spezialbindemittels „InfraCrete®ST“ mit einer Bindemittelmenge von 54 kg/m<sup>2</sup> für eine Schichtmächtigkeit der Verfestigung von 30 cm
6. Einfräsen des Bindemittels – 1. Fräsvorgang
7. Nachwässern des Boden-Bindemittel-Gemisches
8. Homogenisieren des Boden-Bindemittel-Gemisches – 2. Fräsvorgang
9. Herstellung des Planums mit einem lasergesteuerten Grader
10. Verdichten der Schicht durch eine Vibrationswalze mit Glattmantelbandage und Herstellen des Oberflächenabschlusses mit einer Gummiradwalze
11. Aufbringen des Verdunstungsschutzes durch mehrfaches Wässern und nach Fertigstellung der Tragschicht Oberflächenversiegelung durch eine lösungsmittelfreie Bitumenemulsion

Die Fräsabschnitte für die Bauausführung müssen so gewählt werden, dass der vom Bindemittelhersteller vorgegebene Zeitraum zwischen dem Einfräsen des Bindemittels und der Herstellung der Oberfläche der Tragschicht von max. 3 – 4 Stunden nicht überschritten wird. Bei Verwendung einer Anbaufräse liegt der Richtwert bei ca. 3000 m<sup>2</sup> pro Tag.

Der Vorteil der Verwendung einer Großfräse liegt vor allem darin, dass beim ersten Fräsvorgang das für das Baustoffgemisch erforderliche Wasser im Mischraum der Fräse dosiert zugegeben werden kann und daher kein weiterer Fräsvorgang erforderlich ist.

**4. Qualitätsüberwachung der Bauausführung.** Ziel der Tragschichtverfestigung ist eine möglichst konstante Qualität bei der Bauausführung der Tragschichtverfestigung zu erhalten. In Bereichen, in denen die anstehenden Baustoffe der alten Trasse verwendet werden, muss vor Beginn der Bauausführung überprüft werden, ob

unterhalb der Frästiefe eine ausreichende Planumtragfähigkeit vorhanden ist. In Bereichen in denen das Planum neu hergestellt wird, muss eine ausreichende Planumtragfähigkeit nachgewiesen werden.

Schwankungen in der Materialgüte können bei der Anwendung dieses Verfahrens nicht ausgeschlossen werden. Erfahrungen zeigen jedoch, dass die verwendete Bindemittelmenge des Spezialbindemittels „InfraCrete®ST“ von 180 kg/m<sup>3</sup>, diese mit ausreichender Sicherheit ausgleicht.

**4.1. Überprüfung der Qualität des Unterbaus im Bereich von Einschnitten und der Querschnittsverbreiterung.** Die geforderte Mindesttragfähigkeit des Unterbaus sollte vor allem in den Bereichen überprüft werden, in denen das Planum für die Verfestigung nicht im Bereich der alten Kiestragschicht verläuft. Diese Überprüfung der Tragfähigkeit kann mit dem dynamischen Platendruckversuch mit folgenden Richtwerten für den dynamischen Verformungsmodul  $E_{vd}$  erfolgen:

Unterbau vorhandene Trassenführung [GU]	$E_{v2} = 30 - 45 \text{ MN/m}^2$	$E_{vd} > 30 \text{ MN/m}^2$
Unterbau Einschnitt / Verbreiterung [verbessertes Verwitterungslehm]		$E_{vd} > 25 \text{ MN/m}^2$

**4.2. Überprüfungen bei Beginn der Baumaßnahme.** Bei Beginn der Baumaßnahme sollte der optimale Einbauwassergehalt im Proctorversuch bestimmt werden, sodass das für eine ausreichende Hydratation der Verfestigung erforderliche Zugabewasser ermittelt und beim Fräsvorgang zugegeben werden kann.

**4.3. Überprüfung zur Kontrolle der eingebauten Qualität.** Im Rahmen der Einbaukontrolle sollten folgende Prüfungen nach Augenschein bzw. durch eine einfache Abschätzung überprüft werden:

- Überprüfung der Bindemitteldosierung, austreute Bindemittelart und -menge
- Überprüfung der Zusammensetzung und Homogenität des Baustoffgemisches nach dem Einfräsen des Bindemittels

Zusätzlich empfehlen wir, alle 3000 m<sup>2</sup> bzw. einmal je Einbautag folgende Kennwerte zu bestimmen:

Mindestverdichtungsgrad	$D_{pr} > 98 \%$
Richtwerte für die Spaltzugfestigkeit	0,75 - 1,20 N/mm <sup>2</sup>
Anforderung an den Frostwiderstand	max. Längenänderung $\Delta l \leq 1 \%$

Nach Fertigstellung der hydraulisch verfestigten Tragschicht sollten die profilgerechte Lage, die Ebenheit sowie falls eine schnelle Überbauung vorgesehen, die dafür erforderliche Mindesttragfähigkeit überprüft werden.

**5. Zusammenfassende Bewertung sowie Gegenüberstellung Baumischverfahren und Standardbauweise.** Die Ausführung des Sanierungssystems beim Vorhandensein von pechhaltigen Straßenausbaustoffen im Bereich der alten Asphaltdecke kann als geeignete Bauweise angesehen werden.

Die Verwendung des Spezialbindemittels „InfraCrete®ST“ mit einer Bindemittelmenge von 180 kg/m<sup>3</sup> bzw. 54 kg/m<sup>2</sup> bei einer Schichtmächtigkeit von 30 cm bewirkt, dass Schwankungen im Ausgangsmaterial der Verfestigung sich nur unwesentlich auf die Eigenschaften bezüglich der Festigkeit und der Frostsicherheit der verfestigten Tragschicht auswirken. Erfahrungen zeigen, dass bei einer Verwendung „InfraCrete®ST“ keine nennenswerte Rissbildung auftritt, sodass auf Zusatzmaßnahmen, wie das Kerben der Tragschicht, verzichtet werden kann.

Die pechhaltigen Straßenausbaustoffe sind im Bereich der hydraulisch gebundenen Tragschicht mit dichter Struktur so eingebunden, dass eine Eluierbarkeit der PAK-Belastung nicht möglich ist. Des Weiteren zeigen auch die vorliegenden Erfahrungswerte, dass der in der Vorschrift [3] für die Verwertung von pechhaltigen Straßenausbaustoffen angegebene Grenzwert für die PAK-Belastung im Eluat von 0,03 mg/l, für die in der Verfestigung eingebundenen Straßenausbaustoffe weit unterschritten wird.

Daher ist bei Einhaltung der genannten Randbedingungen und Maßnahmen zur Qualitätssicherung von einer schadlos funktionierenden Bauweise auszugehen, die im Hinblick auf Bauzeit, ökologische Massenbilanz und Wirtschaftlichkeit Vorteile bietet.

Erfahrungen zeigen, dass die Verwendung des Sonderbauverfahrens führte im Rahmen eines einfachen Ausbaus einer Ortsverbindungsstraße gegenüber der konventionellen Bauweise zu einer Kostenreduzierung von ca. 25% und einer Reduzierung der Bauzeit um ca. 4 Wochen.

#### Die Liste der zitierten Quellen

1. ZTV Beton-StB 07, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, FGSV 2007.

2. ZTVeE-StB 04, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, FGSV 2004.

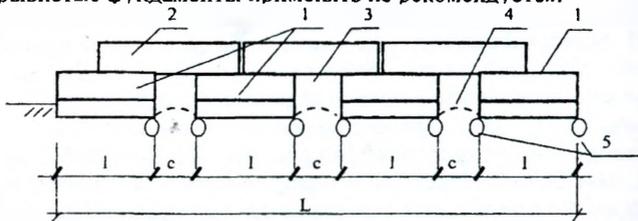
3. Merkblatt für die Verwertung von Asphaltgranulat und pechhaltigen Straßenausbaustoffen in Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln, FGSV Ausgabe 2002.

УДК 624.15

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОМБИНИРОВАННЫХ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Грицук М. С., Чумичева Н.В.

**Введение.** При проектировании прерывистых ленточных фундаментов в соответствии с [1] и [2], расчетное расстояние между плитами должно быть такое, чтобы давление на грунт не превышало его несущей способности (расчетного сопротивления  $R$ ) [1]. Однако следует отметить, что при использовании прерывистости по краям плит в продольном направлении будут возникать области пластических деформаций (рис. 1), что отрицательно скажется на несущей способности грунтового основания. При этом предполагаемый максимальный экономический эффект даже на плотных грунтах не превышает 30%. Для грунтов средней плотности он составляет 10-15%. Если грунты имеют коэффициент пористости  $e$  больше 0,7, или показатель пластичности  $I_L$  больше 0,5, то по данным [1] прерывистые фундаменты применять не рекомендуется.



1 – железобетонная плита; 2 – фундаментные стенные блоки; 3 – промежутки между плитами; 4 – арочный эффект; 5 – зоны пластических деформаций грунта

Рисунок 1 – Схема прерывистого ленточного фундамента

Чтобы избежать указанных недостатков и запроектировать более экономичные и надежные конструкции ленточных фундаментов можно применить комбинированные ленточные фундаменты, когда промежутки между плитами в прерывистом фундаменте заполняются крупным песком или гравием с последующим их уплотнением до показателя уплотнения  $I_d$  больше 0,95. В этом случае уплотненный грунт будет работать как фундамент шириной

$$b_g = b_c + 2 h \operatorname{tg} \varphi, \quad (1)$$

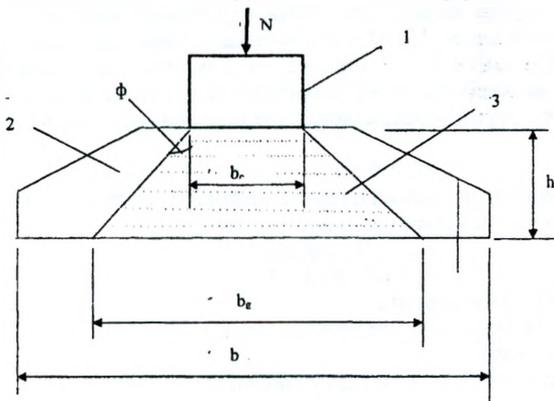
где  $b_c$  – ширина стенового блока,

$h$  – толщина фундаментной плиты,

$\varphi$  – угол внутреннего трения уплотненного грунта.

В конечном итоге, такая комбинированная конструкция будет представлять собой сплошной ленточный фундамент переменной ширины по длине. Поэтому для определения напряженно-деформированного состояния грунтового основания под таким фундаментом можно использовать уравнения плоской задачи теории упругости по методике [3]. При этом напряженно-деформированное состояние грунтового основания в сечениях под плитой и уплотненным грунтом необходимо исследовать отдельно с учетом разной их деформируемости.

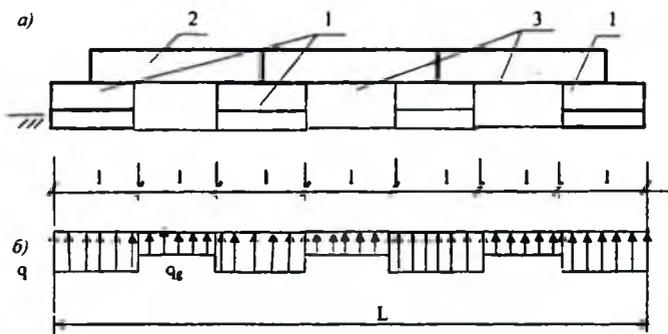
1. Методика расчета комбинированного ленточного фундамента. Вследствие того, что комбинированный ленточный фундамент по длине имеет переменную ширину, которая изменяется от ширины уплотненного грунта  $b_g$  до расчетной ширины плит  $b$ , первоначально необходимо определить, какую нагрузку будет воспринимать уплотненный грунт от воздействия фундаментной стены шириной  $b_c$  (рис. 2). Затем определяют расчетную ширину железобетонных плит от воздействия оставшейся нагрузки по методике [1].



1 – фундаментная стена; 2 – железобетонная плита; 3 – уплотненный грунт  
Рисунок 2 – Поперечное сечение комбинированного фундамента

Из конструктивных соображений наиболее рациональным расстоянием между плитами будет расстояние равное длине плит (при их длине не более 1,2 м). Слой уплотненного грунта должен быть равен не меньше толщины фундаментной плиты (0,3 м для плит марок ФЛ6–ФЛ16 и 0,5 м для плит ФЛ20–ФЛ36). Так как деформации уплотненного грунта значительно больше деформаций самой железобетонной плиты, то и давление на грунт на уплотненном участке будет меньше чем под подошвой плит (рис. 3).

2. Порядок расчета комбинированного фундамента. Для определения реактивного давления на грунт на уровне подошвы фундамента от уплотненного грунта и железобетонных плит необходимо первоначально определить несущую способность уплотненного грунта при известной ширине фундаментной стены, например,  $b_c = 0,4$  м. Прочностные и деформативные характеристики уплотненного грунта между плитами зависят от метода его уплотнения и вида грунта. Для устройства грунтового фундамента можно применить песок крупный или гравелистый с соответствующей оптимальной влажностью  $W_{opt}$ .



1 – железобетонная плита; 2 – фундаментные стеновые блоки; 3 – уплотненный грунт

а) конструктивная схема; б) эпюра реактивного давления на грунт

Рисунок 3 – Схема прерывистого ленточного фундамента

Уплотнение грунта можно производить ручными пневмотрамбовками послойно с толщиной слоев 15–20 см. Глубина уплотнения принимается равной толщине плит фундамента (0,3 или 0,5 м). Ширина уплотнения принимается равной ширине верхней части железобетонной плиты ленточного фундамента. Для уплотненного грунта определяется среднее значение коэффициента пористости  $e_{cp}$

$$e_{cp} = 0,5(e_{yn1} + e_n), \quad (2)$$

где  $e_{yn1}$  – коэффициент пористости грунта на поверхности уплотненного слоя;

$e_n$  – то же, на нижней границе уплотненного слоя.

$$e_{yn1} = W_{opt} \rho_s / \rho_w, \quad (3)$$

$$e_n = (\rho_s / \rho_{d,s}) - 1 \quad (4)$$

$\rho_s$  – плотность частиц грунта;

$\rho_{d,s}$  – плотность скелета уплотненного грунта;

$\rho_w$  – плотность воды.

Удельный вес  $\gamma_{11}$  определяется по уравнению:

$$\gamma_{11} = \rho_{d,s} (1 + W_{opt}) g, \quad (5)$$

где  $g$  – ускорение свободного падения.

Степень влажности  $S_r$  уплотненного грунта определяется по формуле:

$$S_r = W_{opt} \rho_s / (e_{cp} \rho_w). \quad (6)$$

При известных значениях  $e_{cp}$ ,  $W_{opt}$  и  $S_r$  по данным [1] можно определить прочностные и деформативные характеристики уплотненного грунта, а так же его расчетное сопротивление и нагрузку, которую он может воспринимать. После определения нагрузки, воспринимаемой уплотненным грунтом на 1 м.п. длины ленточного фундамента, оставшуюся часть нагрузки прикладываем к плитной части фундамента с определением его ширины в соответствии с методикой [1].

**Заключение.** Таким образом, применение комбинированных ленточных фундаментов, особенно при строительстве малоэтажных зданий, дает возможность получить более экономичные их конструкции (до 40% экономии железобетона) вследствие частичной замены железобетонных плит на уплотненный грунт. При этом, путем регулирования длины отдельных участков грунтового и плитного фундаментов, можно выравнять их осадку для всего здания.

#### Список цитированных источников

1. СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений. Утв. ком. СССР по делам строительства 05.12.83 Взамен СНиП 11-15-74. Срок введения 01.01.85 / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1985. – 40 с.
2. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под общ. ред. Е.А. Сорочана. – М.: Стройиздат, 1985.
3. Грицук, М.С. Рациональные конструкции плитных фундаментов. – Брест: Брестский политехнический институт, 1997. – 218 с.

УДК 624.12/13

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОСТОЯННЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ УПРУГОСТИ ТРАНСВЕРСАЛЬНО-ИЗОТРОПНЫХ ГРУНТОВ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННЫХ СОСТОЯНИЯХ

Талецкий В.В.

**Введение.** Трансверсально-изотропная среда, у которой механические свойства по всем горизонтальным направлениям одинаковы, но отличаются от свойств в вертикальном направлении, характеризуется 5-ю независимыми упругими постоянными.

Уравнения закона Гука для такой среды в декартовой системе координат  $x, y, z$  с осью изотропии  $z$  и плоскостью изотропии  $xу$  имеют вид [1]:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= C_{11}\epsilon_x + (C_{11} - 2C_{66})\epsilon_y + C_{13}\epsilon_z, \quad \tau_{xy} = C_{66}\gamma_{xy}; \\ \sigma_y &= (C_{11} - 2C_{66})\epsilon_x + C_{11}\epsilon_y + C_{13}\epsilon_z, \quad \tau_{yz} = C_{44}\gamma_{yz}; \\ \sigma_z &= C_{13}(\epsilon_x + \epsilon_y) + C_{33}\epsilon_z, \quad \tau_{xz} = C_{44}\gamma_{xz}, \end{aligned} \quad (1)$$

где  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$  – нормальные и касательные напряжения;  $C_{ij}$  – постоянные коэффициенты упругости;  $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}$  – относительные осевые и сдвиговые деформации.

При определении постоянных коэффициентов упругости испытания могут проводиться в различных приборах, соответственно при различных напряженно-деформированных состояниях.

**Определение постоянных коэффициентов упругости в условиях трехосного сжатия.** При определении постоянных коэффициентов упругости в приборе трехосного сжатия с независимо регулируемыми главными напряжениями [2] проводят испытание трех образцов грунта по методике описанной в патенте [3].

В предлагаемой методике все испытания выполняются в одном приборе, определяются пять постоянных коэффициентов упругости по трем образцам грунта. Все это ведет к повышению точности определения коэффициентов.

**Определение постоянных коэффициентов упругости в условиях плоской деформации.** Для элемента грунта, находящегося в условиях плоской деформации.

ции при ограничении деформаций в направлении оси  $y$  ( $\epsilon_y = 0$ ,  $\gamma_{xy} = 0$ ,  $\gamma_{yz} = 0$ ), физические уравнения запишутся в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= C_{11}\epsilon_x + C_{13}\epsilon_z; \quad \sigma_x = (C_{11} - 2C_{66})\epsilon_x + C_{13}\epsilon_z; \\ \sigma_z &= C_{13}\epsilon_x + C_{33}\epsilon_z; \quad \tau_{xz} = C_{44}\gamma_{xz}. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Поэтому для определения постоянных коэффициентов упругости достаточно испытать два образца грунта ненарушенной структуры.

Один образец испытывается по двум траекториям. Вначале напряжениями  $\sigma_x' = \sigma_z'$  производится равномерное сжатие образца, затем образец разгружается до  $\sigma_x' = \sigma_z' = 0$ , измеряются напряжения  $\sigma_y'$  и упругие деформации образца  $\epsilon_{ye}'$  и  $\epsilon_{ze}'$ . После чего выполняется вторая траектория. Дополнительно ограничиваются деформации в направлении действия напряжений  $\sigma_x$ ,  $\epsilon_x' = 0$ , прикладываются напряжения  $\sigma_z''$ , затем образец разгружается до  $\sigma_z'' = 0$ , измеряются напряжения  $\sigma_y''$  и упругие деформации  $\epsilon_{ze}''$ .

Из упрощенных – первого и третьего уравнений – системы (4) по известным величинам прикладываемых напряжений  $\sigma_x'$  и  $\sigma_z'$  и соответствующим упругим деформациям  $\epsilon_{ze}''$ , полученным при нагружении по второй траектории, определяются коэффициенты  $C_{13}$  и  $C_{33}$ :  $C_{13} = \sigma_x'' / \epsilon_{ze}''$  и  $C_{33} = \sigma_z'' / \epsilon_{ze}''$ .

Подставляя значения напряжений  $\sigma_x'$ ,  $\sigma_y'$  и упругих деформаций  $\epsilon_{ye}'$  и  $\epsilon_{ze}'$ , полученные при нагружении образца грунта по первой траектории, и коэффициент  $C_{13}$  в первое и второе уравнения системы (4), определяются коэффициенты упругости  $C_{11}$  и  $C_{66}$ :

$$C_{11} = \frac{\sigma_x' - C_{13}\epsilon_{ze}'}{\epsilon_{ye}'}; \quad C_{66} = 0,5 \left( C_{11} - \frac{\sigma_y' - C_{13}\epsilon_{ze}'}{\epsilon_{ye}'} \right).$$

Для определения коэффициента  $C_{44}$  испытывается второй образец в точном соответствии с методикой, описанной в патенте [3].

Недостатком этой и предыдущей методик является то, что при определении коэффициентов  $C_{11}$ ,  $C_{13}$  и  $C_{33}$  испытание образца проводится по сложной траектории нагружения, которая затрудняет как проведение испытаний, так и интерпретацию его результатов. Кроме этого, любые испытания в приборах с независимо регулируемыми главными напряжениями трудоемки, а сами приборы имеются только в научно-исследовательских лабораториях.

**Определение постоянных коэффициентов упругости в условиях осесимметричного сжатия.** Для трансверсально-изотропных грунтов, находящихся в условиях осесимметричного напряженно-деформированного состояния, предлагается определения постоянных коэффициентов упругости в стабилометре типа В.

Для элемента грунта, находящегося в условиях осесимметричного сжатия (рис. 1), при равенстве напряжений и деформаций в направлении осей  $x$  и  $y$  ( $\sigma_x = \sigma_y$ ,  $\epsilon_x = \epsilon_y$ ) и равенстве нулю сдвиговых деформаций в плоскости изотропии ( $\gamma_{xy} = 0$ ), физические уравнения запишутся в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2(C_{11} - C_{66})\epsilon_x + C_{13}\epsilon_z; \\ \sigma_z &= 2C_{13}\epsilon_x + C_{33}\epsilon_z; \quad \tau_{xz} = C_{44}\gamma_{xz}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Для определения постоянных коэффициентов упругости необходимо испытывать три образца грунта ненарушенной структуры.

Для определения коэффициентов  $C_{13}$  и  $C_{33}$  один образец испытывается на осевое сжатие в направлении, перпендикулярном плоскости изотропии при ограничении деформаций в плоскости изотропии, то есть  $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$  (рис. 2). Уравнения (1) в этом случае будут иметь вид

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= C_{13}\epsilon_z; \\ \sigma_z &= C_{33}\epsilon_z; \tau_{xz} = C_{44}\gamma_{xz}. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

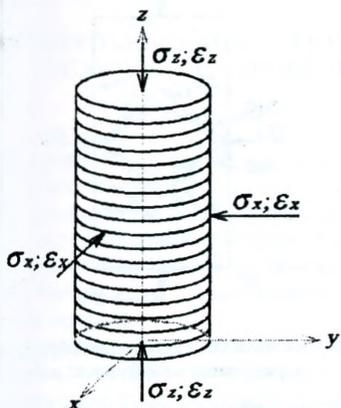


Рисунок 1 – Осесимметричное напряженно-деформированное состояние образца

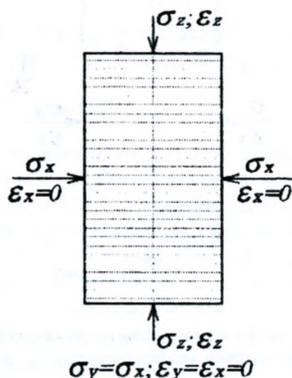


Рисунок 2 – Схема испытания образца при определении коэффициентов  $C_{13}$  и  $C_{33}$

При испытании вначале напряжениями  $\sigma_x' = \sigma_y' = \sigma_z'$  производится равномерное сжатие образца. После чего ограничиваются деформации в направлении действия напряжений  $\sigma_x' = \sigma_y'$ ,  $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$ , и образец нагружается только напряжениями  $\sigma_z''$  (компрессионное сжатие). При этом измеряются полные деформации  $\epsilon_z$  и возникающие напряжения  $\sigma_x'' = \sigma_y''$ . Затем образец разгружается до напряжений  $\sigma_z''' = \sigma_z'$ , измеряются напряжения  $\sigma_x''' = \sigma_y'''$  и остаточные деформации образца  $\epsilon_{zp}$ . По полным и остаточным деформациям вычисляются упругие осевые деформации  $\epsilon_{ze} = \epsilon_z - \epsilon_{zp}$ . По результатам испытания из первых двух уравнений (2) определяются постоянные коэффициенты упругости:

$$C_{13} = (\sigma_x'' - \sigma_x''') / \epsilon_{ze}; \quad C_{33} = (\sigma_z'' - \sigma_z') / \epsilon_{ze}.$$

Для определения коэффициентов  $C_{11}$  и  $C_{66}$  второй образец испытывается на радиальное сжатие в плоскости изотропии при ограничении деформаций в направлении оси перпендикулярной плоскости изотропии,  $\epsilon_z = 0$  (рис. 3). В этом случае уравнения (1) запишутся в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2(C_{11} - C_{66})\epsilon_x; \\ \sigma_z &= 2C_{13}\epsilon_x; \tau_{xz} = C_{44}\gamma_{xz}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

При испытании, как и для первого образца, вначале производится равномерное сжатие  $\sigma_x' = \sigma_y' = \sigma_z'$ . После чего ограничиваются деформации в направлении действия напряжений  $\sigma_z$ ,  $\epsilon_x = 0$ , и образец нагружается только напряжениями  $\sigma_x'' = \sigma_y''$ . При этом измеряются полные деформации  $\epsilon_x = \epsilon_y$ . Затем образец разгружается до напряжений  $\sigma_x' = \sigma_y'$  и измеряются остаточные деформации об-

разца  $\epsilon_{sp}$ . По полным и остаточным деформациям вычисляются упругие осевые деформации  $\epsilon_{ze} = \epsilon_z - \epsilon_{zp}$ . По результатам испытания из первого уравнения (3) определяются постоянные коэффициенты упругости:  $C_{11} - C_{66} = (\sigma_z'' - \sigma_x')/2\epsilon_{ze}$ .

Для определения коэффициента  $C_{44}$ , образец вырезается и помещается в стабилметр таким образом, чтобы угол наклона плоскости изотропии, к направлению действия напряжений  $\sigma_x$  и  $\sigma_z$ , был  $45^\circ$  (рис. 4).

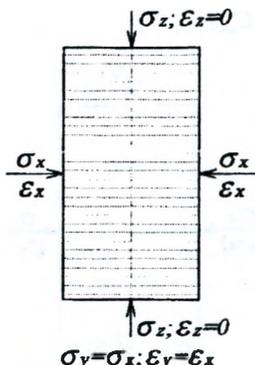


Рисунок 3 - Схема испытания образца при определении коэффициентов  $C_{11}$  и  $C_{66}$

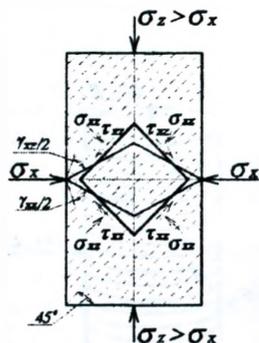


Рисунок 4 - Схема испытания образца при определении коэффициента  $C_{44}$

Образец нагружается по девиаторической траектории в плоскости  $xoz$ . Производится равномерное сжатие образца напряжениями  $\sigma_x' = \sigma_y' = \sigma_z'$ . Затем напряжение по оси  $z$  увеличивается с постоянным приращением  $\Delta\sigma_z$ , а напряжения по осям  $x$  и  $y$  уменьшаются с такой же величиной приращения  $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_z$  до уровня напряжений  $\sigma_z''$  и  $\sigma_x'' = \sigma_y''$ , после чего образец разгружается до напряжений  $\sigma_z' = \sigma_x' = \sigma_y'$ .

Измеряются полные деформации  $\epsilon_y$  и  $\epsilon_x = \epsilon_y$  при напряжениях  $\sigma_z''$  и  $\sigma_x'' = \sigma_y''$  и остаточные деформации после разгрузки до  $\sigma_z' = \sigma_x' = \sigma_y'$ :  $\epsilon_{zp}$ ,  $\epsilon_{xp}$  и  $\epsilon_{yp}$ . По полным и остаточным деформациям вычисляются упругие осевые деформации  $\epsilon_{ze} = \epsilon_z - \epsilon_{zp}$  и  $\epsilon_{xe} = \epsilon_x - \epsilon_{xp}$ . Коэффициент упругости  $C_{44}$  определяется по формуле (1) из отношения касательных напряжений  $\tau_{xz}$ , определенных на площадках с максимальными касательными напряжениями  $\tau_{xz} = [(\sigma_z'' - \sigma_z') - (\sigma_x'' - \sigma_x')]/2$  и упругих сдвиговых деформаций этих площадок  $\gamma_{xz} = \epsilon_{ze} - \epsilon_{xe}$  (см. рисунок 4):  $C_{44} = \tau_{xz}/\gamma_{xz}$ .

**Закключение.** Предложенные методики повышают точность определения постоянных коэффициентов упругости за счет меньшего количества испытываемых образцов грунта (по трем образцам определяются пять постоянных коэффициентов упругости) и проведения всех испытаний в одном приборе.

Преимуществом методик является также возможность определения коэффициентов для не связных грунтов.

Приведенные методики можно использовать при определении, как коэффициентов упругости, так и коэффициентов деформации, связывающих напряжения и полные деформации.

#### Список цитированных источников

1. Винокуров, Е.Ф. Строительство на пойменно-намывных основаниях / Е.Ф. Винокуров, А.С. Карамышев. - Мн: Выш. шк., 1980. - 206 с.

2. Прибор для исследования свойств грунтов: а. с. 302665 СССР, МКИ G 01 n 33/24 / А.Л. Крыжановский, Э.И. Воронцов, А.А. Музафаров., Б.Л. Морозов. - № 1409204/29-14; заявл. 02.03.70 // Бюл. -1971. - № 15. - С. 162.

3. Способ определения коэффициентов упругости трансверсально-изотропного грунта: пат. 5618 Республика Беларусь, Е 02 D 1/00 / В.В. Талешкий, заявитель и патентообладатель Белорус. гос. ун-т трансп. - 2003. - 5 с.

УДК 624.1+624.015

## СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РАСЧЕТНЫХ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ВИСЯЧИХ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

Шведовский П.В., Пойта П.С., Дроневиц А.Ю.

**Введение.** Как известно, несущая способность свай определяется суммой сопротивлений грунта под острием сваи и по ее боковой поверхности [1].

Сравнение норм и стандартов различных стран [1, 2, 3] показывает наличие существенных отличий зависимости расчетных сопротивлений грунта ( $R$  и  $f$ ) в плоскости острия сваи и по боковой поверхности от плотности, влажности и других факторов, а также колебания их численных значений в достаточно больших пределах.

**Анализ расчетных методов.** В европейских странах при расчетах и прогнозах несущей способности свай рекомендуется использовать двух- и трехуровневые факторы безопасности, которые являются аналогами принятых в странах СНГ коэффициентов надежности по нагрузке и по грунту.

Большинство расчетных методов базируются на рассмотрении вертикального равновесия сваи в предельном состоянии. Наиболее распространены методы Нордлунда, API, LCPC и Империл колледж [4,5]. Метод Нордлунда является полумпирическим. Несущую способность сваи по грунту, за счет сопротивления по боковой поверхности  $R_f$  и лобового сопротивления (под нижним концом сваи)  $R_s$ , рекомендуется определять по зависимостям:

$$\left. \begin{aligned} R_f &= K_s \cdot C_F \cdot \sigma'_v \cdot \sin \delta \\ R_s &= \alpha_T \cdot N_q \cdot \sigma'_v \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где  $K_s$  – коэффициент бокового давления грунта;

$C_F$  – поправочный коэффициент для  $K_s$ , при условии  $\delta \neq \varphi$ ;

$\sigma'_v$  – максимальное давление на уровне нижнего конца сваи;

$\delta$  – угол трения материала сваи по грунту;

$\alpha_T$  – геометрический параметр сваи, равный  $\alpha_T = f\left(\frac{Z}{b}\right)$ ;

$N_q$  – коэффициент несущей способности сваи;

$Z$  – расчетная глубина погружения сваи;  $b$  – ширина сваи.

Метод API также полумпирический и несущую способность сваи рекомендуется определять по зависимостям –

$$\left. \begin{aligned} R_f &= \sigma'_v \cdot K_s \cdot \lg \delta \\ R_s &= \sigma'_v(z) \cdot N_q \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где  $\sigma'_v(z)$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи.

При этом величины  $N_q$ ,  $\delta$ ,  $R_f$  и  $R_s$  не могут превышать следующие пределы (таблица 1).

Таблица 1 – Рекомендации API для  $\delta$ ,  $[R_s]$ ,  $N_q$  и  $[R_f]$

Вид грунта, плотность	Коэффициент несущей способности, $N_q$	Угол трения материала сваи и грунта, $\delta$ , град.	Рекомендуемое предельное значение	
			$[R_f]$ , кПа	$[R_s]$ , МПа
Пески разнородные:				
- очень рыхлые	8	15	47,8	1,9
- рыхлые	12	20	67,0	2,9
- средней плотности	20	25	81,3	4,8
- плотные	40	30	95,7	9,6
- очень плотные	50	35	114,8	12,0
Пески пылеватые:				
- рыхлые	8	15	47,8	1,9
- средней плотности	12	20	67,0	2,9
- плотные	20	25	81,3	4,8
- очень плотные	40	30	95,7	9,6
Пески заиленные и пылеватоглинистые:				
- средней плотности	8	15	47,8	1,9
- плотные	12	20	67,0	2,9
- очень плотные	20	25	81,3	4,8

Метод LCPC позволяет определить несущую способность сваи на основании зависимости  $R_f$  от типа сваи, метода устройства и  $R_s$ . При этом максимальное ограничение для песчаных грунтов, в зависимости от категории свай, представлено в таблице 2, а прогнозируемое значение  $R_f$  может быть определено по зависимости

$$R_f = \frac{R_s}{\alpha_{LCPC}}, \quad (3)$$

где  $\alpha_{LCPC}$  – коэффициент трения материала сваи по грунту.

Таблица 2 – Значения  $R_s$ ,  $\alpha_{LCPC}$  и рекомендуемых предельных величин  $[R_f]$

Состояние грунта	$R_s$ , МПа	$\alpha_{LCPC}$		$[R_f]$ , МПа	
		категория свай			
		бетон	металл	бетон	металл
Рыхлые	<5	60	120	0,035	0,035
Средней плотности	5-12	100	200	0,08	0,08
От плотного до очень плотного	>12	150	200	0,12	0,12

Данный метод рекомендует при расчетах  $R_f$  вводить поправочный несущий коэффициент  $k_c$ , численно равный 0,7 для рыхлых, 0,5 – средней плотности и 0,4 – плотных и очень плотных песков.

Метод Империял колледж базируется на величине радиального напряжения в зоне ниже конца сваи и

$$R_f = \sigma_r \cdot tg \delta, \quad (4)$$

где  $\sigma_r$  – местное радиальное напряжение, равное

$$\sigma_r = 0,029 \cdot R_s \left( \frac{\sigma_v}{P_a} \right)^{0,13} \left( \frac{h}{R} \right)^{-0,38}; \quad (5)$$

$P_a$  – атмосферное давление и  $P=100$  кПа;  $R$  и  $h$  – радиус и длина заглубления сваи.

Данный метод более полно учитывает грунтовые и другие условия, так как рекомендуемый коэффициент трения определен по данным таких специфических факторов, как расчетный диаметр фракций, форма и тип минеральных агрегатов, прочность материала и шероховатость поверхности свай.

Погрешности предложенных методов при использовании рекомендуемых параметров и величин их предельных значений и параметров, полученных экспериментально по данным более чем 48 объектов, приведены в таблице 3.

Таблица 3 – Погрешности расчетных методов

Тип свай	Метод расчета	для $(R_c + R_f)$	для $R_f$	для $R_c$
		прогнозируемая (расчетная) величина		
		замеренная величина		
В металлической трубе	Норлунд	1,12/1,14	1,2/1,23	0,85/0,85
	API	0,75/0,85	0,57/0,76	1,16/1,16
	LCPC	0,83/1,11	0,57/0,94	1,71/1,71
	Империл колледж	0,81/0,96	0,74/1,03	1,05/0,92
Без оболочки	Норлунд	1,29/1,15	1,65/1,43	0,62/0,62
	API	0,99/0,81	1,06/0,79	0,86/0,86
	LCPC	0,93/1,25	0,76/1,25	1,25/1,25
	Империл колледж	1,04/1,01	1,1/0,83	0,92/1,17
В пластиковой трубе	Норлунд	1,33/1,15	1,61/1,35	0,68/0,68
	API	0,81/0,99	0,75/1,0	0,94/0,94
	LCPC	0,92/1,25	0,72/1,19	1,38/1,38
	Империл колледж	1,15/1,16	1,19/1,07	1,38/1,34

Анализ данных таблицы 3 позволяет сделать следующие выводы:

- прогнозируемые величины несущей способности по методу Нордлунда для всех типов свай завышены от 12 до 33% при использовании рекомендуемых параметров и величин их предельных значений и до 14% – для параметров, полученных экспериментально. При этом характерным является значительное завышение (до 45%) величин сопротивления по боковой поверхности  $R_s$  и значимое занижение (до 40%) величины сопротивления под нижним концом свай;

- методы API и LCPC при использовании рекомендуемых параметров занижают несущую способность свай от 5 до 25%, а для экспериментально полученных параметров завышают ее на 10–25%;

- метод Империл колледж как завышает, так и занижает несущую способность – в зависимости от ее типа;

- для свай без оболочек наиболее достоверные значения несущей способности дают методы API, LCPC и Империл колледж, а для свай в оболочках – LCPC.

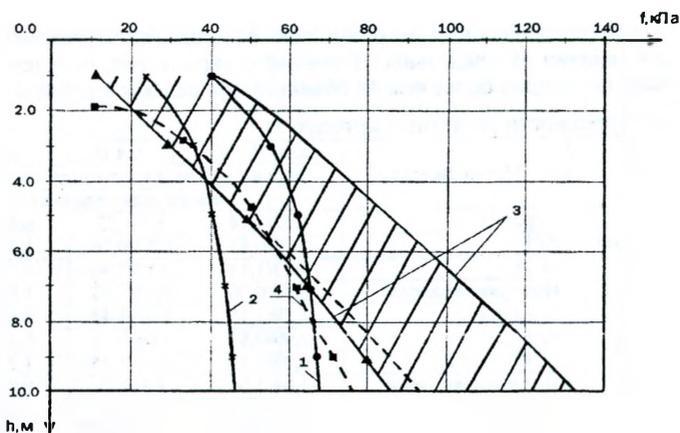
Как видно из таблицы 1, несущая способность забивных свай почти на 90% формируется за счет сил трения грунта по боковой поверхности свай.

В то же время, анализ результатов испытаний в различных грунтовых и инженерно-геологических условиях нашей республики свидетельствует, что несущая способность висячих свай не более чем на 50–80% определяется сопротивлением грунтов по боковой поверхности [2, 6, 7].

Такое несоответствие, на наш взгляд, определяется недостаточно достоверным учетом исходного состояния грунтового массива, несовершенством технологий устройства свай и, бесспорно, глубиной ее погружения, которые формируют зону уплотнения вокруг ствола и связанных с ним упрочнение грунта, с одной стороны, и разрушение структурных и водно-коллоидных связей, с другой.

Анализ экспериментальных данных. Проведенные нами исследования позволили получить достоверное значение угла внутреннего трения  $\varphi$  через среднее значение коэффициента пористости грунта  $e_{cp}$  и следовательно определять точные значения  $f_s$ .

Результаты сравнительных расчетов по стандартным методикам [1, 5] и предложенным нами расчетным зависимостям приведены на рисунке 1.



1 – данные [1]; 2 – данные [5]; 3 – результаты вычислений по методике авторов (границы изменения); 4 – результаты вычислений по методу LCPC

Рисунок 1 – Изменение  $f_i$  с глубиной:

Анализ полученных данных показывает, что характер изменения  $f_i$  с глубиной, построенный по данным таблицы [5] и таблицы 6.2 [1], практически один и тот же. До глубины 3–4 м значения  $f_i$  интенсивно увеличиваются, а с дальнейшим увеличением глубины приращение  $f_i$  незначительно. Вместе с тем, значения  $f_i$  по [1] в 1,48...1,73 раза больше, чем по [5]. Это различие более существенно на метровой глубине, и с увеличением глубины оно уменьшается.

Совсем другая картина изменения  $f_i$ , вычисленных по методике, разработанной авторами [8]. На метровой глубине разброс значений  $f_i$  составляет от 11,0 до 41,0 кПа, т.е. возрастает более чем в 3,72 раза. Это очень важный момент, ибо по [1, 5] для песков мелких средней плотности имеем одно значение  $f_i$ , т.е. прочность грунта никакого значения не имеет, что противоречит основным законам механики грунтов. Вместе с тем, нижнее значение  $f_i$  на метровой глубине по [5] в 2,1 раза больше полученных по [8], а  $f_i$  по [1] в 3,6 раза больше этих значений. На глубине 4,0 м значения  $f_i$  по [5] такие же, как минимальные значения, полученные по [8]. Ниже этой глубины различие между данными по [5] и по [8] резко увеличиваются. На глубине 9,0 м  $f_i$  по [5] составляет 56,0% от минимального значения  $f_i$  по [8] и всего лишь 36% от максимального значения  $f_i$ . Тенденция изменения  $f_i$ , определенных по [1] такая же, но различие между  $f_i$ , полученных различными методами меньше. Тем не менее, значение  $f_i$  по [1] на глубине 7,0 м равно минимальным значениям, вычисленным по [8], но меньше максимального значения на этой глубине почти в 1,6 раза. С ростом глубины это различие существенно увеличивается. На глубине 9,0 м  $f_i$  по [1] уже составляют 79,0% от минимальных значений, найденных по [8] и всего лишь 54,0% от максимальных значений. Таким образом, очевидно, что наиболее существенное увеличение  $f_i$  по [1, 5] наблюдается до глубины 4,0 м. При большей глубине интенсивность роста  $f_i$  мала. Но следует отметить, что с увеличением глубины боковое давление грунта на сваю увеличивается.

Из методов, применяемых в европейских странах, наиболее близкие результаты к фактическим дает методу LCPC (рис. 1, кривая 4). По крайней мере, он более полно отражает характер изменения  $f_i$  по глубине.

Проведенный нами сравнительный анализ, позволяет наметить дальнейший путь уточнения методов определения несущей способности свай и, в частности, оценки значений расчетного сопротивления свай по боковой поверхности.

#### **Заключение**

1. Выполненный анализ определения несущей способности забивных свай в различных грунтовых условиях показывает на наличие некоторых особенностей работы свай в верхней зоне глубиной до 2,0 м, а также зоны уплотнения вокруг ствола сваи, учет которых необходим при уточнении методов расчета.

2. Существующие подходы, рекомендуемые в нормативной отечественной и зарубежной литературе, в определении расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности сваи не учитывают плотность и прочность грунтов, а также изменений состояния грунтового массива, которые имеют место после погружения сваи.

3. Хотя предложенные подходы в определении  $f$ , являются более достоверными чем существующие, так как они учитывают изменение деформационно-прочностных характеристик грунтов после забивки свай, однако требуются дальнейшие исследования совместной работы свай и грунтовых массивов.

#### **Список цитированных источников**

1. Проектирование забивных свай: пособие П4-2000 к СНБ 5.01.01-99 / В.Е. Сеськов [и др.] // Минархстрой РБ. – Минск, 2001. – 68 с.
2. Строительство объектов агропромышленного комплекса. Сер. Строит. материалы и конструкции, здания и сооружения. – 1989. – Вып. 3: Расчет коротких свай на осевые вдавливающие нагрузки. Обзор. информ. – ЦНИИЭПсельстрой. – 72 с.
3. СНиП 2.01.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
4. Stamm J. Die Mantelreibung von Pfählen ein Bruchvorgang. – Geotechnik, Jahrgang 11. – 1988. – № 2. – P. 98–126.
5. Zhang J., Li V. Influence of Supporting Base Characteristics on Shrinkage-Inductd Stresses in Concrete Pavements // Journal of Transportation Engineering. – 2001. – vol. 127. – P. 55-61.
6. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
7. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. – Изд-во Саратов. ун-та, 1979. – 152 с.
8. Пойта, П.С. Оценка методов определения несущей способности забивных свай / П.С. Пойта, П.В. Шведловский // Вестник БрГТУ. – 2009. – № 1(55): Строительство и архитектура. – С. 30–32.

УДК 624.155.2

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ ГРУНТОВ R И F ДЛЯ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ВИНТОВОЙ СВАИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВЕРОЯТНОСТНО-СТАТИСТИЧЕСКОГО МЕТОДА**

**Кравцов В.Н., Чеботарь Л.С.**

**Введение.** В настоящее время для сооружений со значительными комбинированными (выдергивающими, горизонтальными, моментными) нагрузками в Республике Беларусь нашли применение металлические винтовые сваи (далее ВС) [1]. Широкое их внедрение сдерживается отсутствием нормативно-технической базы по проектированию (расчету) в грунтовых условиях Беларуси. Установлено, что отклонение расчетных значений несущей способности винтовых свай от их фактических величин достигает 50% и более, как правило, в сторону занижения.

В связи с этим РУП «Институт БелНИИС» выполнил ряд исследований по изучению особенностей работы винтовых свай в зависимости от их размеров, характера загрузки и условий изготовления, с целью последнего совершенствования конструкции винтовых свай и методов их проектирования. В частности проводится работа по составлению таблиц расчетных сопротивлений для песчаных и глинистых грунтов под/над лопастью  $R$  и на боковой поверхности  $f$  винтовой сваи на основе экспериментальных данных и вероятностно-статистического метода их оценки.

1. **Определение расчетных сопротивлений грунта винтовых свай.** В сложившейся нормативной практике Республики Беларусь принят метод расчета несущей способности свай, работающих на осевые вдавливающие и выдергивающие нагрузки, как суммарной несущей способности их основания под нижним концом и на боковой поверхности, определяемой по формуле (5.8) [2] с использованием табличных значений расчетных сопротивлений грунта  $R$ ,  $f$  соответственно в уровне торца и на боковой поверхности свай (таблицы 6.1, 6.2 [3]).

Однако использование указанных таблиц для расчета винтовых свай приводит к существенным погрешностям по сравнению с результатами, полученными из опыта.

Для составления таблиц нормативных значений  $R_n$  и  $f_n$  для свай ВС, приведенных в [1] (диаметр ствола 219 мм, лопасти 500, 850 мм, длина ствола до 12 м), было собрано свыше 100 их испытаний как на вдавливающие, так и на выдергивающие статические нагрузки, в виде графиков «нагрузка-осадка» («выход-перемещение»)  $s = f(P)$ , выполненных на территории Республики Беларусь.

При составлении таблиц  $R$  и  $f$  были использованы экспериментальные материалы организаций: ООО «Промстальконструкция», ОАО «Стройкомплекс», результаты опытных исследований РУП «Институт БелНИИС» и данные литературных источников.

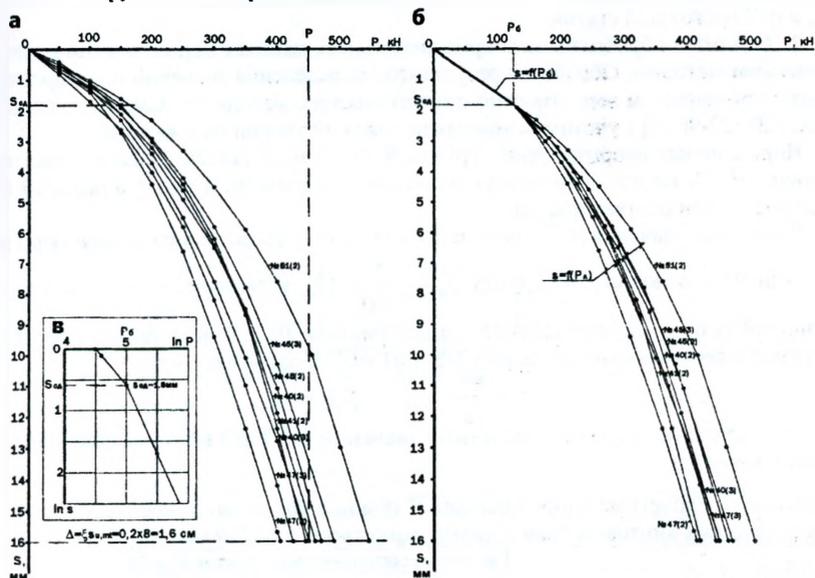
Разделение суммарной величины усилия  $P$ , воспринимаемого винтовой свай, на ее составляющие (усилия, воспринимаемые боковой поверхностью  $P_b$  и лопастью  $P_n$ ) произведено по методике, предложенной Далматовым-Лапшиным [4], которая базируется на положении о величине «сдвиговой осадки»  $s_{сд}$ , соответствующей моменту исчерпания сил трения на боковой поверхности ствола сваи (несущей способности  $P_b$ ), различной для каждого вида грунта.

В процессе предварительного анализа из рассмотрения были исключены испытания, выполненные с нарушением требований ГОСТ 5686-94 [5]. Экспериментальные графики  $s = f(P)$  были объединены в группы в зависимости от вида грунта, находящегося в уровне лопасти свай ВС, ее геометрических характеристик (500 мм, 850 мм) и глубины погружения (от 2 до 10 м). Испытания свай, у которых под лопастью (торцом) мощность слоя грунта составляла менее 1 м, не рассматривались. Исключались также результаты недостаточно заглубленных свай, или для которых отсутствовали полные инженерно-геологические данные. Для каждой группы графиков по методике [4] была найдена сдвиговая осадка  $s_{сд}$ , полученная при построении графиков  $s = f(P)$ , рассматриваемой группы кривых в логарифмическом масштабе. По определенному значению  $s_{сд}$  на графиках выделялись участки кривых, характеризующих работу грунта на боковой поверхности и под лопастью. Группа кривых для лопасти сводилась в одной точке, соответствующей осадке сваи  $s = s_{сд}$ .

Несущая способность боковой поверхности рассматриваемых групп свай ВС назначалась при сдвиговой осадке  $s = s_{сд}$ , равной наибольшей из сдвиговых оса-

док для слоев грунта, прорезаемых свай. Здесь величина  $s_{сд}$  – максимальная осадка грунта вдоль ствола до его среза, после которой силы трения не растут (практически постоянны). После этого начинается перемещение свай относительно грунта и включается в работу ее лопасть (торец).

Анализ результатов испытаний свай на выдергивающие нагрузки и с раздельным определением несущей способности на боковой поверхности и под острием (тензометрических), выполненных ранее в РУП «Институт БелНИИС» (ИСИА) [6] и др., показал, что сдвиговая осадка для грунтов белорусского региона составляет: 0,1–0,5 см для песков и 0,6–2,0 см для глинистых грунтов. Таким образом, зная сдвиговую осадку грунтов основания, можно из общего графика  $s = f(P)$  вычленив долю нагрузки, приходящуюся на боковую поверхность свай при осадке  $s_{сд}$ . Для этого общий график  $s = f(P)$  разбивается на два параболических участка – начальный, соответствующей осадке  $s_{сд}$ , и конечный для лопасти (рисунок 1а, 1б). Конечный участок соответствует работе лопасти (торца), которая проявляется в полной мере после исчерпания сил трения (несущей способности) боковой поверхности ствола свай при осадке  $s_{сд}$ . Для выделения на общих графиках  $s = f(P)$  указанных участков они перестраиваются в логарифмической шкале (рисунок 1в). Это позволяет преобразовать параболическую кривую в два прямых отрезка, координаты точки пересечения которых и определяют сдвиговую осадку  $s_{сд}$  и нагрузку, приходящуюся на боковую поверхность свай  $P_6$  (рисунок 1б). Тогда доля нагрузки на лопасть получается вычитанием  $P_6$  из общей нагрузки  $P$ , воспринимаемой свай.



а – группа экспериментальных графиков зависимости «нагрузка-осадка»  $s = f(P)$  винтовых свай № 45-51 длиной 4-5 м для мелкого песка; б – расчленение графиков  $s = f(P)$  на составляющие  $s = f(P_6)$  и  $s = f(P_s)$ ; в – график зависимости осадки свай от нагрузки в логарифмической шкале  $\ln s = f(\ln P)$ .

Рисунок 1 – Пример разделения общей несущей способности винтовых свай  $P$  на ее составляющие  $P_6$  и  $P_s$  по результатам испытаний

Для неоднородных слоистых оснований  $s_{сд}$  принималась в запас прочности для слоя с большим значением  $s_{сд}$  (см. рис. 1,б).

На рисунке 1 дан пример расчленения общих графиков испытания свай ВС осевой вдавливающей нагрузкой  $s = f(P)$  на графики боковой поверхности  $s = f(P_6)$  и лопасти  $s = f(P_n)$ . В группе собраны сваи ВС погруженные на глубину 4-5 м в однородные мелкие пески. Восемь графиков свай ВС № 41-51 построены в логарифмическом масштабе, с выделением на пересечении прямых начального (верхнего) участка, соответствующего сдвиговой осадке  $s_{сд} = 1-2$  мм и нагрузке  $P_6$ , воспринимаемой боковой поверхностью свай ВС. Нижние участки кривых  $s = f(P)$ , соответствующие нагрузке  $P_n$ , приходящиеся на лопасть, собраны в пучок (см. рис. 1,б) в одной общей точке с координатами  $(s_{сд}, P_6)$ . Аналогичным образом значения  $P_6$  и  $P_n$  определялись и для выдергивающих нагрузок на сваи ВС. При этом общая нагрузка, воспринимаемая свай, назначалась исходя из условий:

- если количество испытаний в группе менее трех, то значение  $P$  принималось равным наименьшему из предельных сопротивлений этой группы, определенных при осадке  $\Delta = \xi s_{д,пт} = 16$  мм, испытанных на вдавливающую нагрузку, или  $u = 10$  мм для выдергивающей нагрузки, (где  $s_{д,пт} = 8$  см – значение допустимой осадки по СНБ 5.01.01, приложение Б [2];  $\xi = 0,2$  – коэффициент перехода к осадке свай);

- если количество испытаний определенной группы было более трех штук, то значение  $P$  определялось на основании результатов статистической обработки частных значений предельных сопротивлений оснований по ГОСТ 20522-96 [7] и п. 2 настоящей статьи.

2. Анализ и обработка экспериментальных данных вероятностно-статистическим методом. Обработка результатов определения значений  $R$  и  $f$  произведена с применением вероятностно-статистического метода, регламентированного ГОСТ 20522-96 [7] с учетом основных положений теории надежности.

Нормативные сопротивления грунта  $R_n$  и  $f_n$  находились делением частных величин  $P_n$ ,  $P_6$  на площади поперечного сечения лопасти и участка боковой поверхности сваи соответственно.

Расчетные значения  $R$  и  $f$  получены делением нормативного значения на коэффициент надежности по грунту  $\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \rho_\alpha}$  [7], установленного с учетом изменчивости и числа определений характеристики (числа испытаний) при доверительной вероятности, согласно СНБ 5.01.01 [2], равной  $\alpha = 0,95$ .

$$R = \frac{P_n}{\gamma_g}; \quad f = \frac{P_6}{\gamma_g}.$$

Результаты определения расчетных значений  $R$  и  $f$  для винтовых свай приведены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1 – Расчетные сопротивления  $R$  под/над лопастью одиночных коротких металлических винтовых свай с диаметром ствола  $d_c = 219$  мм

Глубина погружения сваи $l$ , м	Коэффициент пористости, $e$	Расчетные сопротивления грунтов $R$ , кПа								
		песчаных				глинистых, при показателе текучести $I_L$ , равном:				
		крупных	средней крупности	мелких	пылеватых	0	0,2	0,4	0,6	0,8
2	0,5	4980	2340	1400	800	3990	2340	1200	600	360
	0,7	3840	1800	1140	620	3140	1820	1020	510	250

Продолжение таблицы 1

3	0,5	5100	2460	1520	960	4150	2430	1390	790	410
	0,7	3960	1920	1160	780	3330	2010	1160	630	300
4-5	0,5	5260	2620	1680	1020	4220	2560	1420	820	420
	0,7	4020	1980	1320	840	3460	2050	1240	700	316
6-10	0,5	5740	2900	1750	1130	4300	2650	1555	875	435
	0,7	4480	2250	1435	950	3500	2175	1378	756	332

Примечания. 1. При промежуточных значениях  $l_m$ ,  $e$ ,  $l_L$  расчетные сопротивления грунтов  $R$  и  $f$  определяются интерполяцией;

2. Значения  $R$  и  $f$  в таблицах 1 и 2 даны для периметра ствола свай  $u = 0,69$  м. При других периметрах ствола свай значения  $R$  и  $f$  определяются умножением на отношение  $u/u_0$ ;

3. Значения  $R$  и  $f$  при выдергивающей нагрузке в таблицах 1 и 2 даны для свай ВС с относительной глубиной заложения лопасти  $\lambda = l/D_n$  (1,  $D_n$  - соответственно глубина заложения лопасти и ее диаметр).

Таблица 2 – Расчетные сопротивления грунтов  $f$  на боковой поверхности коротких металлических винтовых свай с диаметром ствола  $d_c = 219$  мм

Средняя глубина расположения слоя грунта $l_m$ , м	Средний коэффициент пористости грунта в слое, $e$	Расчетные сопротивления грунтов $f$ , кПа							
		песчаных			глинистых, при показателе текучести $I_L$ , равном:				
		крупных, средней крупности	мелких	пылеватых	0	0,2	0,4	0,6	0,8
1	0,5	56	39	32	33	27	22	18	13
	0,7	42	28	21	32	25	20	16	11
2-3	0,5	60	42	35	48	38	29	22	15
	0,7	46	32	25	46	35	26	19	13
4-5	0,5	60	44	37	50	39	31	23	16
	0,7	46	33	26	47	36	28	20	14
6-10	0,5	64	46	39	52	41	33	24	17
	0,7	49	36	27	48	38	30	21	15

Примечания. см. таблицу 1.

### Заключение

1. Существующие методы расчета винтовых свай дают отклонения от фактических данных до 50% и требуют корректировки.

2. Полученные расчетные значения  $R$  и  $f$  для грунтов Республики Беларусь (см. таблицы 1 и 2) позволяют значительно повысить точность расчетов и эффективность винтовых свай. Дальнейшее накопление данных испытаний свай ВС даст возможность разработать более точные методы их проектирования и расчета несущей способности.

### Список цитированных источников

1. Кравцов, В.Н. Эффективность использования винтовых свай в сложных грунтовых условиях Беларуси / В.Н. Кравцов, Л.С. Чеботарь // Геотехника: научные и прикладные аспекты строительства надземных и подземных сооружений на сложных грунтах: межвузовский тематический сборник трудов / СПбГАСУ; редкол. Р.А. Мангушев [и др.]. – СПб., 2008. – С. 186–191.

2. СНБ 5.01.01-99 Основания и фундаменты зданий и сооружений. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 1999. – 36 с.

3. Пособие П4-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование забивных свай. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2001. – 68 с.

4. Далматов, Б.И., Лапшин, Ф.К. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. – Л.: Стройиздат, 1975. – С. 25–38.

5. Методы полевых испытаний сваями: ГОСТ 5686-94. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 1995. – 36 с.

6. Кравцов, В.Н. Экспериментальное исследование несущей способности забивных свай в намыльном грунте / В.Н. Кравцов, Г.В. Уткина, В.Ф. Давылов // Основания и фундаменты: сборник научных трудов. – Минск: ИСИА Госстроя БССР, 1981. – С. 34-41.

7. Методы статистической обработки результатов испытаний: ГОСТ 20522-96. – М.: Минстрой РФ, 1996. – 14 с.

УДК 624.15:692.115+624.012.3

## НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СТВОЛА БУРОНАБИВНОЙ СВАИ ИЗГОТОВЛЕННОЙ ИЗ БЕТОНА НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ В ПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ

Невейков А.Н., Пойта П.С., Шведовский П.В.

**Введение.** В современных условиях фундаментостроения наиболее перспективными являются буронабивные свайные фундаменты. Хотя такие сваи и имеют несколько меньшую несущую способность (на 1 м<sup>3</sup> бетона), чем забивные сваи, но высокие темпы их устройства и др. преимущества обеспечивают значимый экономический эффект [1, 2].

Как показывают результаты испытаний буронабивных свай в различных грунтовых условиях, их несущая способность в значительной степени определяется долей нагрузки, воспринимаемой боковой поверхностью. Следовательно, обеспечение плотного контакта сваи с грунтом по всей длине является определяющим для повышения несущей способности сваи.

Одним из способов обеспечения плотного контакта является применение бетонов на основе напрягающего цемента (НЦ), расширяющихся в процессе схватывания, что соответственно обеспечивает как благоприятные условия работы сваи, так и создает преднапряжение грунта не только по боковой поверхности, но и под пятой сваи.

Незначительный объем применения бетона на НЦ в фундаментостроении объясняется технологическими трудностями, связанными с получением такого бетона и несовершенными методами расчета. Вместе с тем, очевидно, что проблема проектирования свайных фундаментов из бетонов на НЦ не может быть сведена только лишь к подбору приемлемого состава бетона. Не менее существенное значение имеет напряженно-деформированное состояние как самой сваи, так и грунта, окружающего ее в процессе изготовления, твердения бетона и работы под нагрузкой.

**Взаимодействие боковой поверхности буронабивной сваи и грунта.** Наиболее распространенной нагрузкой, действующей на сваи, является вертикальная статическая нагрузка, которая передается и распределяется на окружающий сваю грунтовый массив через боковые грани и острие. Значение несущей способности ( $F_d$ ) определяется как сумма нагрузок, воспринимаемых пятой ( $F_{dv}$ ) и боковой поверхностью ( $F_{du}$ ):

$$F_d = F_{dv} + F_{du} \quad (1)$$

На работу буронабивной сваи под нагрузкой оказывает влияние большое количество факторов – начиная от способа устройства сваи и заканчивая величиной прикладываемой к свае нагрузки, величина которой в значительной степени определяется долей нагрузки, воспринимаемой боковой поверхностью.

При использовании литой бетонной смеси за счет проникновения цементного молока в грунт контактного слоя и его прилипания к стволу сваи, при действии вертикальной нагрузки осадка сваи проявляется через сдвиг грунта по грунту. Поэтому как показано во многих работах [3, 4, 5], сопротивление грунта по боковой поверхности ствола буронабивной сваи ( $f$ ) можно определять по закону трения Кулона, используя вместо характеристик поверхностного трения прочностные характеристики грунта, т.е.

$$f = P \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (2)$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $c$  – удельное сцепление.

Радиальные горизонтальные напряжения на ствол сваи ( $P$ ) (рисунок 1) формируются под влиянием [3]:

- природного состояния грунта ( $P_{r1}$ );
- радиальных горизонтальных напряжений ( $P_{r1}$ ) возникающих при изготовлении сваи;
- усадки бетона;
- дополнительных радиальных напряжений при загрузке сваи вертикальной нагрузкой (от поперечного расширения ствола сваи ( $P_{r2}$ ) и дополнительного обжатия ствола ( $P_{r3}$ ), возникающего от передачи нагрузки силами трения по боковой поверхности).

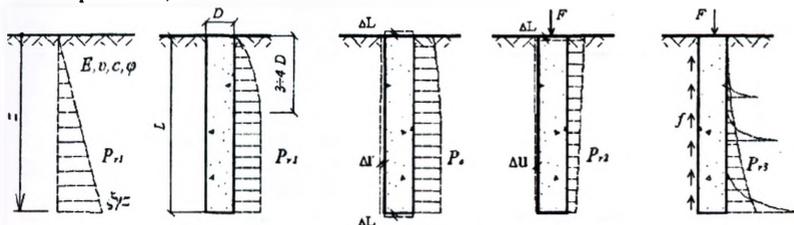


Рисунок 1 – Формирование радиальных напряжений на ствол сваи

Если использовать в качестве материала сваи бетон на НЦ, то необходим дополнительный учет давления от расширения бетона ( $P_c$ ) сваи в процессе твердения, так как при твердении напрягающего бетона происходит расширение тела сваи на величину, зависящую от энергоактивности напрягающего цемента. Величина свободного расширения достигает 1,5–2% [6] и зависит от соотношения компонентов в цементе, тонкости помола цемента, минералогического и химического состава клинкера, класса и состава бетона, водоцементного отношения, температурных условий и ограничивающих связей [7].

Принимая во внимание, что радиальные деформации бетона сваи и радиальные деформации стенок скважины будут равны, то радиальное давление на стенки скважины бетона на НЦ в упрощенном виде можно определить по формуле Ляме. Оценка величин этого давления и влияние ее на напряженно-деформированное состояние грунта, а также сравнительные модельные испытания сваи выдерживающей нагрузкой (рис. 2), представлены в наших работах [6, 8, 9].

**Напряженно-деформированное состояние ствола буронабивной сваи.** Бетон на НЦ в результате расширения под влиянием внешнего ограничения получает напряжения сжатия, арматура – растяжения, а железобетонная конструкция становится предварительно напряженной. В неармированном бетоне на напрягающем цементе при твердении в стесненных условиях возникают напряжения сжатия в результате распора при расширении, а перемещения в продольном

направлении приводит к мобилизации контактного сопротивления сдвигу по боковой поверхности сваи (рис. 3), определяемого по формуле (2) при  $P = P_{rl} + P_c$

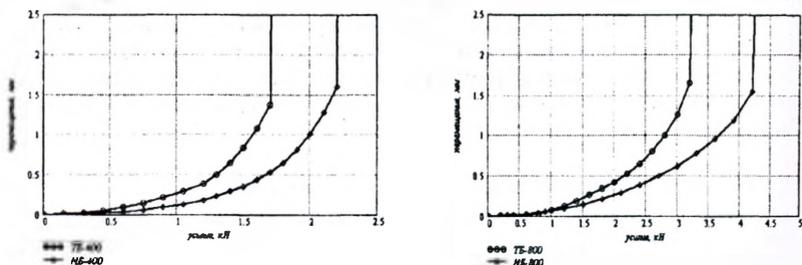


Рисунок 2 – Осредненные результаты серии испытаний моделей буронабивных свай Ø50мм длиной 400 и 800мм из тяжелого бетона (ТБ) и бетона на НЦ (НБ) [9]

Для бетонов с большой величиной свободного расширения при отсутствии достаточной величины внешнего ограничения может происходить образование микротрещин по контакту «заполнитель – активная матрица» и разуплотнение структуры (рис. 4), что требует оценки ограничивающего влияние грунта на ствол буронабивной сваи при отсутствии арматуры.

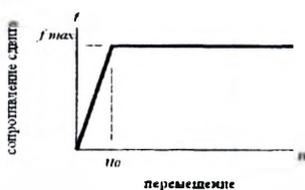


Рисунок 3 – Идеализированная диаграмма сдвига



Рисунок 4 – Разрушение модели сваи из бетона на НЦ

На основании работы [10] по изучению ограничивающего влияния со стороны основания на возникающие усадочные напряжения в бетонных дорожных покрытиях, нами был принят ряд допущений, применимых для расчета свай:

- бетон – абсолютно упругий материал;
- деформации расширения имеют постоянный закон распределения по всей длине сваи;
- грунт вдоль боковой поверхности сваи – однородный;
- сопротивление грунта по боковой поверхности сваи подчиняется закону Кулона.

В зависимости от типа сваи максимальные сжимающие напряжения (само-напряжение) в стволе могут располагаться на различных расстояниях от середины сваи (рис. 5). Для сваи трения развитие перемещений будет происходить в обе стороны от сечения с максимальным напряжением.

В соответствии с диаграммой, представленной на рисунке 3, сопротивление сдвигу по боковой поверхности сваи ( $f$ ), в зависимости от величины перемещения, можно выразить следующим образом:

$$\text{при } 0 \leq u < u_0, \quad f = \frac{f_{\max}}{u_0} \cdot u, \quad (3a)$$

$$\text{при } u \geq u_0, \quad f = f_{\max}, \quad (3б)$$

где  $u$  – перемещение сваи относительно грунта в произвольной точке.

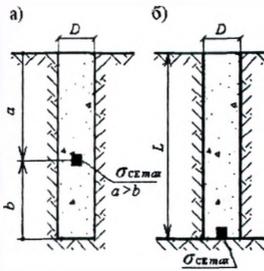


Рисунок 5 – Максимальное самонапряжение в свае: а – свая трения; б – свая-стойка

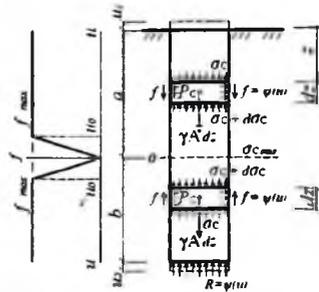


Рисунок 6 – Расчётная схема сваи

Поскольку для сваи в песчаных грунтах из бетона на НЦ с величиной свободного расширения 1–2% длина участка, на котором  $0 \leq u \leq u_0$ , на порядок меньше длины участка с  $u \geq u_0$ , то в дальнейшем рассматривалось только решение применительно к (36).

Исходя из вышеизложенных допущений и принятой расчетной схемы (рис. 6), после соответствующих преобразований уравнение равновесия относительно оси  $z$ , с учетом изменения направления сопротивления по боковой поверхности, принимает вид:

$$\frac{d\sigma_c}{dz} - \frac{\gamma r \pm 2f_{max}}{r} = 0, \quad (4)$$

где  $\sigma_c$  – напряжения в стволе сваи;  $\gamma$  – удельный вес бетона;  $r$  – радиус сваи.

Для участка  $z \in [0, a]$ , при  $\sigma(0) = 0$  имеем:

$$\sigma_c(z) = \frac{\gamma r + 2f_{max}}{r} z, \quad (5)$$

для участка  $z \in [a, L]$ , при  $\sigma(L) = R$ :

$$\sigma_c(z) = \frac{2f_{max}L + rR - 2f_{max}z - L\gamma r + 2\gamma r z}{r}. \quad (6)$$

Приравнивая (5) и (6) при  $z = a$ , определяем границу с максимальным напряжением  $\sigma_{cmax}$ :

$$a = \frac{2f_{max}L + rR - L\gamma r}{4f_{max}}. \quad (7)$$

Перемещение  $u$  находится из условия

$$u(z) = u_c(z) + u_c(z), \quad (8)$$

где  $u_c(z)$  – перемещение, вызванное расширением бетона;

$u_c(z)$  – перемещение от приложения внешней нагрузки.

Дифференцируя дважды (8), с учетом того, что  $\frac{du_c}{dz} = \epsilon_0$ ,  $\frac{du_c}{dz} = \epsilon_c$  имеем:

$$\frac{d^2u}{dz^2} = 0 + \frac{d\sigma_c}{dz} \cdot \frac{1}{E_c}. \quad (9)$$

Общее дифференциальное уравнение, описывающее деформацию сваи от расширения и внешней нагрузки, получаем подстановкой (4) в (9)

$$\frac{d^2 u}{dz^2} - \frac{\gamma r \pm 2f_{max}}{E_c r} = 0. \quad (10)$$

Для участка сваи  $z \in [0, a]$ , при  $u'(0) = -\varepsilon_0$  и  $u(a) = 0$  имеем:

$$u(z) = -\frac{(a-z)((a+z)(2f_{max} + \gamma r) - 2r\varepsilon_0 E_c)}{2rE_c} z, \quad (11)$$

для участка сваи  $z \in [a, L]$ , при  $u'(L) = -\frac{R}{E_c} + \varepsilon_0$  и  $u(a) = 0$ :

$$u(z) = -\frac{((a-z)(-2af_{max} + 4f_{max}L - 2f_{max}z + ar\gamma - 2Lr\gamma + 2\gamma rz + 2r\varepsilon_0 E_c - 2rR))}{2rE_c}. \quad (12)$$

где  $E_c$  – модуль упругости бетона;  $\varepsilon_0$  – относительная деформация свободного расширения бетона;  $R$  – расчетное сопротивление под нижним концом сваи.

Результаты расчета оценим на конкретном примере. Для расчетов принята буронабивная свая из бетона на НЦ и грунт с характеристиками:

свая –  $L = 6$  м;  $r = 0,2$  м;  $E_c = 30000$  МПа;  $\varepsilon_0 = 2\%$ ; грунт – песок мелкий средней плотности,  $\varphi = 36^\circ$ ;  $c = 4$  кПа;  $E = 30,0$  МПа;  $\rho = 1,78$  т/м<sup>3</sup>.

Сопротивление грунта по боковой поверхности  $f_{max} = 72$  кПа определено на основании решения уравнения Ляме и формулы (2). Сопротивление грунта под нижним концом сваи  $R = 1,6$  МПа принято постоянным.

В результате расчетов построены эпюры развития напряжений и перемещений вдоль ствола буронабивной сваи (рис. 7, 8).

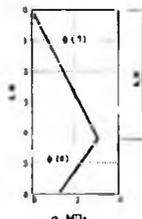


Рисунок 7 – Эпюра напряжений вдоль ствола буронабивной сваи

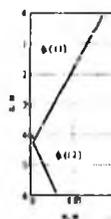


Рисунок 8 – Эпюра перемещений вдоль ствола буронабивной сваи

Анализ эпюр показывает, что полученные теоретические решения не в полной мере и не совсем достоверно отражают физическую картину работы сваи при расширении бетона на НЦ. Поэтому нами, сегодня проводятся экспериментальные исследования, которые позволят уточнить расчетные теоретические решения.

**Заключение.** Напряженно-деформированное состояние ствола буронабивной сваи из бетона на НЦ при возведении формируется как под влиянием природного состояния грунта, так и давления бетона при изготовлении и твердении. При этом перемещения ствола сваи в вертикальном направлении имеют значения близкие к свободным деформациям бетона при расширении, а напряжения в стволе сваи, выполненной без армирования, достигают значительных величин и имеют наибольшее значение в нижней части. Поэтому при проектировании, для исключения разрушения ствола сваи из бетона на НЦ, эффективно и целесообразно его использовать только в нижней половине сваи.

#### Список цитированных источников

1. Мангушев, Р.А. Современные свайные технологии: учебное пособие / Р.А. Мангушев, А.В. Ершов, А.И. Осокин. – М.: Издательство АСВ, Спб. гос.архит.-строит. ун-т, 2007. – 160 с.
2. Ермашов, В.П. Буропрессвай: несущая способность и целесообразность применения в Беларуси / В.П. Ермашов, Н.В. Тимофей, В.И. Новик // Строительная наука и техника. – 2005. – № 2. – С. 56–63.
3. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф.К. Лапшин. – Изд-во Саратовского университета, 1979. – 152 с.
4. Григорян, А.А. Экспериментальные исследования распределения напряжений в буронабивных сваях значительных размеров / А.А. Григорян, И.И. Хабибуллин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. – № 3. – С. 18–21.
5. Мамонов, В.М. Несущая способность буронабивных свай, изготовленных из бетонов различного состава / В.М. Мамонов, А.М. Дзагов, П.М. Ермошкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 1. – С. 11–14.
6. Невейков, А.Н. Эффективность применения напрягающих бетонов для изготовления буронабивных свай / А.Н. Невейков, П.С. Пойта // Вестник БрГТУ. – 2009. – № 1 (55): Строительство и архитектура. – С. 27–30.
7. Тур, В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкции при применении напрягающего бетона / В. В. Тур. – Брест: изд. БПИ, 1998. – 246 с.
8. Пойта, П.С. Эффективные конструкции свайных фундаментов в инженерно-геологических условиях Республики Беларусь / П.С. Пойта, П.В. Шведовский // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2008. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 24–25.
9. Пойта, П.С. Напряженно-деформированное состояние грунтового массива вокруг ствола буровой свай / П.С. Пойта, Т.П. Шалобьта, П.В. Шведовский // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2008. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 26–28.
10. Zhang J., Li V. Influence of Supporting Base Characteristics on Shrinkage-Induced Stresses in Concrete Pavements. // Journal of Transportation Engineering. – 2001. – Vol. 127. – P. 55–61.

УДК 624.1+624.131

## РЕСУРСОБЕРЕГАЮЩИЕ КВАДРАТНЫЕ СТОЛБЧАТЫЕ ФУНДАМЕНТЫ НА УПЛОТНЕННЫХ ПЕСЧАНО-ГРАВИЙНЫХ ПОДУШКАХ: СУЩНОСТЬ И НОМЕНКЛАТУРА

Лях Ю.В.

**Введение.** Подготовка под строительство грунтовых оснований, сложенных слабыми водонасыщенными грунтами, была и остается и сложной, и актуальной проблемой в области фундаментостроения. Применение в этих условиях свайных фундаментов лишь частично решает эту проблему. На сегодняшний день, по данным экспертных оценок ведущих ученых и специалистов, при возведении нулевого цикла зданий и сооружений происходит существенный (до 30%) перерасход материалов и энергоресурсов. Такое положение обуславливается стандартными приемами и правилами расчета при проектировании оснований, которые обычно занимают физико-механические характеристики грунтовых сред естественного сложения, что обусловлено вероятностным по своей природе характером объемного и временного распределения свойств грунтов в инженерно-геологическом массиве. Это, в свою очередь, приводит к введению в расчеты оснований различного рода коэффициентов условий работы, запаса и т.п., в результате чего зачастую чрезмерно увеличивается величина заглубления конструкций фундаментов в грунт или неоправданно растет площадь опирания поверхности фундамента на грунтовое основание.

**Анализ экспериментальных данных.** Одним из основных путей преодоления такого положения является искусственное улучшение свойств грунтов за счет их уплотнения. Этому в полной мере отвечает развитие такого прогрессивного направления в современном фундаментастроении как фундаменты на уплотненных грунтовых основаниях с последующим устройством песчано-гравийных подушек. По сравнению с обычными, песчано-гравийные подушки обладают повышенной несущей способностью. Их устройство не требует дополнительного оборудования, а качество подготовки намного выше песчаных подушек. Особенно это эффективно при наличии водонасыщенных грунтов.

Минстройархитектуры РБ утвержден ТКП "Фундаменты зданий и сооружений на уплотненных песчано-гравийных подушках. Правила проектирования", регламентирующий правила определения значений физико-механических характеристик песчаных грунтов уплотняемых подушек и подстилаемых их естественных уплотняемых грунтов для выбора оптимальных размеров подошвы фундаментов и толщины песчаных подушек и предназначенный для проектирования фундаментов мелкого заложения на уплотненных песчано-гравийных подушках при возведении гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений различного назначения [1].

Для широкого внедрения в строительную практику указанного нормативного документа нами разработана номенклатура 200 вариантов квадратных столбчатых фундаментов на уплотненных песчано-гравийных подушках для нагрузок в диапазоне 2400÷6300 кН.

Толщина песчано-гравийных подушек определялась из условия допустимости напряжения по подошве подушки для подстилающего грунта:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z,$$

где  $R_z$  – расчетное сопротивление естественного грунта на глубине  $z$  от подошвы фундамента с учетом уплотнения его тяжелой трамбовкой, кПа;

$\sigma_{zp}$  – дополнительное напряжение в грунте от нагрузки на фундамент на глубине  $z$  от подошвы фундамента, кПа;

$\sigma_{zg}$  – вертикальное напряжение от соответственного веса грунта на глубине  $z$  от подошвы фундамента, кПа.

При определении толщины песчано-гравийной подушки учитывались особенности разработанной нами технологии уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками: вначале уплотняется естественное грунтовое основание, позволяющее уменьшить толщину песчано-гравийной подушки, а затем отсыпается и уплотняется непосредственно подушка с последующей проверкой качества уплотнения методами статического или динамического зондирования. Параметры фундаментов и потребность бетона и арматурной стали для их устройства приведены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1 – Размеры монолитных квадратных столбчатых фундаментов

Марка плиты	1-я ступень		2-я ступень		3-я ступень		Ширина колонны, $b_c$ , мм
	Ширина, $b_1$ , мм	Высота, $h_1$ , мм	Ширина, $b_2$ , мм	Высота, $h_2$ , мм	Ширина, $b_3$ , мм	Высота, $h_3$ , мм	
ФКС 1,5-1100 (УП)	300	300	250	300	–	–	400
ФКС 1,8-1113 (УП)	450	300	250	300	–	–	400
ФКС 2,1-1120 (УП)	600	450	250	450	–	–	400
ФКС 2,4-1127 (УП)	450	300	300	300	250	300	400
ФКС 2,1-577	600	300	250	450	–	–	400
ФКС 2,4-450	600	300	400	300	–	–	400

Продолжение таблицы 1

ФКС 2,4-641	600	450	400	450	-	-	400
ФКС 2,7-362	750	300	400	450	-	-	400
ФКС 2,7-513	750	450	400	450	-	-	400
ФКС 3,0-300	900	450	400	450	-	-	400
ФКС 3,0-422	900	450	400	450	-	-	400
ФКС 3,0-566	450	300	600	300	250	300	400
ФКС 3,3-253	900	450	550	450	-	-	400
ФКС 3,3-354	900	450	550	450	-	-	400
ФКС 3,3-474	450	300	600	300	400	300	400
ФКС 3,3-612	450	300	600	300	400	450	400
ФКС 3,6-218	900	300	700	450	-	-	400
ФКС 3,6-303	600	300	600	300	400	300	400
ФКС 3,6-403	600	300	600	300	400	300	400
ФКС 3,6-519	600	300	600	300	400	450	400
ФКС 3,9-191	1050	450	700	450	-	-	400
ФКС 3,9-263	750	300	600	300	400	300	400
ФКС 3,9-348	750	300	600	300	400	300	400
ФКС 3,9-447	600	300	600	300	550	450	400
ФКС 4,2-231	750	300	750	300	400	300	400
ФКС 4,2-305	600	300	750	300	550	450	400
ФКС 4,2-390	600	300	750	300	550	450	400
ФКС 4,5-152	1200	300	850	450	-	-	400
ФКС 4,5-206	750	300	750	300	550	300	400
ФКС 4,5-270	750	300	750	450	550	450	400
ФКС 4,5-344	750	300	750	450	550	450	400
ФКС 4,8-185	900	300	750	300	550	300	400
ФКС 4,8-241	750	300	750	300	700	450	400
ФКС 4,8-306	750	300	900	450	550	450	400
ФКС 5,1-167	900	300	900	300	550	300	400
ФКС 5,1-217	750	300	900	300	700	450	400
ФКС 5,1-275	750	300	900	450	700	450	400
ФКС 5,4-153	900	300	1050	300	550	300	400
ФКС 5,4-197	900	300	900	300	700	450	400
ФКС 5,4-249	750	300	1050	450	700	450	400

Таблица 2 – Ведомость расхода бетона и арматурной стали при возведении монолитных столбчатых фундаментов

Марка блока	Выборка арматурной стали класса S400, кг					Расход бетона, м <sup>3</sup>	Расход стали, кг
	Ø12	Ø14	Ø16	Ø18	Ø20		
ФКС 1,5-1100 (УП)			30,93			0,92	30,93
ФКС 1,8-1113 (УП)				74,73		1,22	74,73
ФКС 2,1-1120 (УП)				98,70		2,35	98,70
ФКС 2,4-1127 (УП)					170,15	2,65	170,15
ФКС 2,1-577			59,96			1,69	59,96
ФКС 2,4-450			110,28			2,16	110,28
ФКС 2,4-641			110,29			3,24	110,29
ФКС 2,7-362			117,08			2,84	117,08
ФКС 2,7-513			150,54			3,93	150,54
ФКС 3,0-300	94,70					4,70	94,70
ФКС 3,0-422		105,10	41,00			4,70	146,10

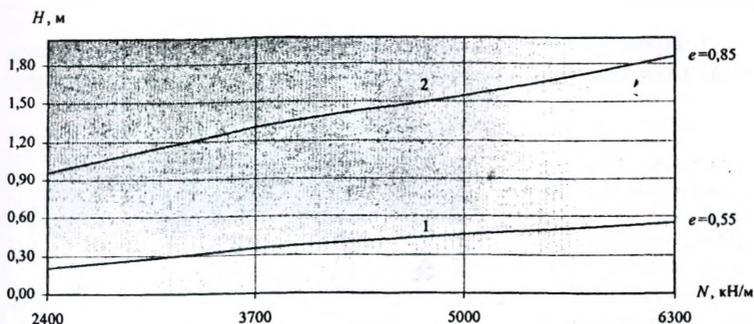
Продолжение таблицы 2

ФКС 3,0-566		105,10	72,90			4,27	178,00
ФКС 3,3-253	133,91					5,90	133,91
ФКС 3,3-354		182,17				5,90	182,17
ФКС 3,3-474		58,47	161,58			5,43	220,05
ФКС 3,3-612			234,49			5,64	234,49
ФКС 3,6-218	160,91					5,35	160,91
ФКС 3,6-303	49,02	152,21				6,05	201,23
ФКС 3,6-403		63,78	198,83			6,05	262,61
ФКС 3,6-519			87,11	251,75		6,26	338,86
ФКС 3,9-191	185,95					8,30	185,95
ФКС 3,9-263		252,96				6,72	252,96
ФКС 3,9-348		78,52	227,86			6,72	306,38
ФКС 3,9-447			330,43			7,76	330,43
ФКС 4,2-231	67,13	208,01				7,91	275,14
ФКС 4,2-305		299,34				9,00	299,34
ФКС 4,2-390			391,03			9,00	391,03
ФКС 4,5-152	249,18					8,06	249,18
ФКС 4,5-206		338,97				9,45	338,97
ФКС 4,5-270		338,97				12,20	338,97
ФКС 4,5-344			442,79			12,20	442,79
ФКС 4,8-185		377,62				10,29	377,62
ФКС 4,8-241		105,09	356,00			11,64	461,09
ФКС 4,8-306			493,28			12,83	493,28
ФКС 5,1-167		421,83				11,75	421,83
ФКС 5,1-217		119,83	394,50			13,15	514,33
ФКС 5,1-275			551,04			15,09	551,04
ФКС 5,4-153		481,27				13,31	481,27
ФКС 5,4-197		481,27				16,04	481,27
ФКС 5,4-249			628,67			17,05	628,67

*Примечание:* ФКС – фундамент квадратный столбчатый; первая стоящая после этого цифра указывает ширину квадратного фундамента, а последующие цифры характеризуют расчетное сопротивление грунта на отметке подошвы фундамента согласно СНБ 5 01 01 [3]; расчетные сопротивления песчано-гравийных подушек указаны с индексом (У11)

Анализ таблицы 2 позволяет сделать вывод, что при возведении квадратных столбчатых фундаментов на уплотненных песчано-гравийных подушках объем бетона колеблется в пределах от 0,92 м<sup>3</sup> до 2,65 м<sup>3</sup> на один фундамент и в среднем составляет 1,79 м<sup>3</sup>, количество арматуры варьируется в интервале от 30,93 кг до 170,15 кг и в среднем равно 93,63 кг. При возведении аналогичных фундаментов на естественных грунтовых основаниях объем бетона изменяется в диапазоне от 1,69 м<sup>3</sup> до 17,05 м<sup>3</sup> и в среднем составляет 8,07 м<sup>3</sup>, а количество арматуры – в интервале от 59,96 кг до 628,67 кг, составляя в среднем 279,52 кг.

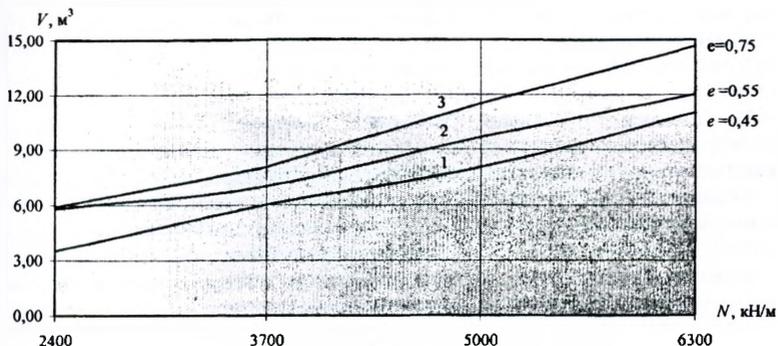
На рисунках 1 и 2 приведены результаты расчетов по определению толщины и объемов уплотненных песчано-гравийных подушек под ленточные фундаменты, которые свидетельствуют о достаточно линейной зависимости изменения этих показателей от величины нагрузок на фундаменты, при постоянных значениях коэффициента пористости песчаных грунтов и показателя текучести для глинистых грунтов.



$H$  – толщина песчано-гравийной подушки, м;  $N$  – нагрузка на ленточный фундамент, кН/м;  $e$  – коэффициент пористости грунта;

1 – песок мелкий; 2 – суглинок с показателем текучести  $0,25 \leq I_L \leq 0,50$

Рисунок 1 – График зависимости толщины уплотнённых песчано-гравийных подушек от величины нагрузки на фундамент



$V$  – объем песчано-гравийной подушки, м<sup>3</sup>;  $N$  – нагрузка на ленточный фундамент, кН/м;  $e$  – коэффициент пористости грунта;

1 – песок пылеватый; 2 – супесь с показателем текучести

$0 \leq I_L \leq 0,25$ ; 3 – глина с показателем текучести  $0,25 \leq I_L \leq 0,50$

Рисунок 2 – График зависимости объема уплотнённых песчано-гравийных подушек от величины нагрузки на фундамент

**Заключение.** При использовании разработанной нами номенклатуры монолитных столбчатых фундаментов на уплотнённых песчано-гравийных подушках общая стоимость работ нулевого цикла снижается более чем в 2 раза при уменьшении расхода основных строительных материалов.

#### Список цитированных источников

1. Фундаменты зданий и сооружений на уплотнённых песчано-гравийных подушках. Правила проектирования: ТК11 45–5.01–66–2007 (02250). – Введ. 01.09.2007. – Минск: МАиС Республики Беларусь, 2007. – 71 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции Нормы проектирования: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минскпроект, 2003. – 139 с.
3. Основания и фундаменты зданий и сооружений: СНБ 5.01.01-99. – Введ. 01.07.1999. – Минск: МАиС Республики Беларусь, 1999. – 36 с.

## ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРНО-ТЕКСТУРНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ НАМЫТЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ НА ИХ СТРОИТЕЛЬНЫЕ СВОЙСТВА

Дедок В.Н.

**Введение.** Наиболее существенное влияние на плотность и прочность грунтов намывных территорий оказывает способ намыва. Способ намыва определяет фракционирование частиц грунта, плотность и прочность грунтовой толщи, на величину которых влияют интенсивность намыва,  $V$  удельный расход и консистенция пульпы и другие технологические параметры.

Из опыта изучения намывных грунтовых территорий, как для гидротехнического, так и для промышленного и гражданского строительства, известно, что при соблюдении технологии намыва намывные песчаные грунты отложения имеют явно выраженный слоистый характер. При этом различают три типа текстур намывного грунта: микрослоистую, смятую и слоисто-грядовую [1]. Установлено, что микрослоистая текстура формируется при намыве с большим удельным расходом и низким значением консистенции; слоисто-грядовая – при грядовом перемещении твердой фракции по намываемому откосу; смятая – при атидюнном перемещении песчаных частиц по пляжу намыва. Очевидно, что наиболее благоприятной при намыве площадей является микрослоистая текстура намывного грунта.

**Методика исследований.** Раскладка частиц песчаного грунта по крупности в толще намывных оснований определяет его фильтрационные свойства. Так как намывные песчаные основания обладают слоистостью, то их водопроницаемость в вертикальной и горизонтальной плоскостях может быть различной. Выполненные исследования показали, что коэффициент анизотропии фильтрационных свойств численно равен отношению величины коэффициента фильтрации в горизонтальном (продольном) направлении по пляжу намыва, к величине коэффициента фильтрации в вертикальном направлении  $K_{дг}$  больше единицы. Причем, как установлено по результатам исследований процесса намыва в модельных и натуральных условиях [2], анизотропия фильтрационных свойств определяется не только гранулометрическим составом грунта, но и зависит от технологических факторов намыва. При небольшой интенсивности намыва, когда частицы грунта успевают избирательно отложиться на откосе намыва, имеет место четкая микрослоистая структура и отмечаются наибольшие значения коэффициента анизотропии величиной до 2...2,5. И наоборот – при большой скорости наращивания намывной толщи частицы грунта укладываются более хаотично, для грунта характерны слоисто-грядовая и смятая текстуры величины коэффициентов фильтрации в вертикальном и горизонтальном направлениях выравниваются, и коэффициент анизотропии фильтрационных свойств приближается к единице. На величину коэффициента фильтрации оказывают особенности раскладки частиц по длине пляжа намыва и плотность сложения грунта. В целом, на основе полученных экспериментальных данных, отмечается, что намывные песчаные грунты обладают хорошими фильтрационными свойствами, с величиной коэффициента фильтрации в пределах 4...20 м/сут. и коэффициентом анизотропии 1...2,5, что обуславливает их высокие строительные свойства.

В значительной степени от текстуры намывных грунтов зависит сопротивление грунтов сдвигу – одна из важнейших физико-механических характеристик,

определяющих прочность и устойчивость грунтов, и другая, не менее важная характеристика – сжимаемость грунта.

Намывные грунты в основании зданий и сооружений работают в условиях сложного напряженного состояния. Однако в большинстве случаев деформационные и прочностные характеристики грунтов определяются в приборах одноосного сжатия и одноплоскостного сдвига, и полученные в этих опытах величины не корректируются. Автором в лаборатории испытаний грунтов БрГТУ на приборах одноосного и трехосного сжатия, одноплоскостного сдвига, а также в полевых условиях способом нагружения грунтов штампами выполнены серии экспериментов по данным исследованиям. Одной из целей данных исследований являлось установление прочностной и деформационной анизотропии намытых грунтов, изучение влияния типа прибора, масштабного фактора, а также условий испытаний на полученные результаты.

Исследования проведены с намывными песчаными грунтами в возрасте от 1 до 5 лет. С целью изучения анизотропии прочностных и деформационных свойств намывных грунтов были отобраны и испытаны образцы грунтов различными углами наклона слоистости отложений к оси главного нормального напряжения. Для изучения влияния типа прибора, масштабного фактора и условий испытания на полученные результаты эксперименты проведены в приборах одноосного сжатия, одноплоскостного прямого среза и трехосного сжатия.

Предельное сопротивление грунтов сдвигу определяли в одно-плоскостном приборе прямого среза конструкции Маслова-Лурье при вертикальных давлениях  $\sigma = 0,1; 0,2; 0,3$  МПа. В приборах одноосного сжатия испытаны образцы грунта с площадью  $A = 40 \text{ см}^2$ , и  $A = 60 \text{ см}^2$  и отношением диаметра образца к его высоте  $d/h$  1,75 и 3,5. Испытания грунтов в приборах одноосного сжатия проводили в диапазонах вертикальных давлений 0,1...0,5 МПа. В условиях трехосного сжатия выполнены испытания грунтов с использованием прибора конструкции Крыжановского-Воронцова, обеспечивающем возможность независимого изменения в опытах величин трех главных напряжений и измерения соответствующих трех главных деформаций. Испытываемые образцы имели форму куба с размерами граней  $100 \times 100 \times 100$  мм. В полевых условиях проведены испытания методом статического нагружения грунтов штампами с использованием установки конструкции ИСиА Госстроя БССР с площадью штампа  $A = 600 \text{ см}^2$ .

**Анализ экспериментальных данных.** Результаты исследования по изучению анизотропии деформационных свойств намытых песчаных грунтов показали, что деформируемость грунта в направлении вдоль слоистости отложений выше, чем перпендикулярно слоистости. Величина коэффициента анизотропии, численно равного  $K_{AE} = E_{верт}/E_{гор}$ , полученного для проведенных серий испытаний (каждый опыт проводился с шестикратной повторяемостью), колеблется в пределах 1,4...1,6. Деформируемость грунтов нарушенной структуры выше деформируемости намытых песчаных отложений ненарушенного сложения. Необходимо отметить, что по результатам ряда работ И.М. Набокова [3] величина коэффициента анизотропии деформационных свойств имеет значительный разброс и находится в пределах 0,25...1,7. Причем грунты испытывались только в полевых условиях способом статического нагружения штампов в вертикальных и горизонтальных скважинах.

Экспериментальные данные по определению коэффициента относительной деформации  $\nu$  показывают зависимость этой величины от вида грунта и условий

нагружения. Так, для грунтов нарушенной структуры величина коэффициента  $\nu$  в ходе опытов колеблется в небольших пределах и является практически постоянной величиной, равной 0,3, что совпадает со значением этого коэффициента, рекомендуемого нормативной литературой [4]. При испытании грунтов ненарушенной структуры значения коэффициента  $\nu$  имеют значительный разброс. Для серии экспериментов, проведенных при нагружении грунта нормальной слоистости, величина коэффициента  $\nu$  колеблется в пределах 0,21...0,26. При нагружении грунта вдоль слоистости отложений значение коэффициента  $\nu$  изменится в ходе опыта; увеличиваясь в начале загрузки от 0,26 до 0,45, затем уменьшается до величины 0,3 и остается практически постоянной величиной при дальнейшем нагружении. Характер изменения значений коэффициента относительной поперечной деформации можно объяснить тем, что при нагружении происходит разрушение структурных связей между частицами намывтого грунта; а этот процесс сопровождается переукладкой частиц с новой ориентацией их в пространстве.

Исследование анизотропии деформационных свойств намывтых грунтов сопровождалось изучением влияния масштабного фактора и типа прибора на величину модуля общей деформации. Анализ результатов показал, что хорошей сходимостью отличаются результаты испытаний, полученные в полевых условиях и в стабилометре. Величина  $E_0$ , полученная в одометрах с  $A = 40 \text{ см}^2$  и  $A = 60 \text{ см}^2$ , соответственно в 1,4 и 1,85 раза ниже.

Результаты определения прочностных характеристик намывтых песчаных грунтов показали также зависимость их значений от характера залегания и условий испытаний грунтов. Так, наибольшие значения угла внутреннего трения  $\varphi$  и удельного сцепления  $c$  получены при срезе грунта поперек слоистости отложений, а наименьшие значения  $\varphi$  и  $c$  зафиксированы при срезе вдоль слоистости. Объясняется это тем, что при сдвиге параллельно слоистости срез происходит по одной или нескольким плоскостям, образующим текстуру грунта. При сдвиге перпендикулярно слоистости срез происходит по более «шереховатой» поверхности, обладающей соответственно и большим трением. Величина коэффициента анизотропии, численно равного  $K_{At} = \tau_{верт}/\tau_{гор}$ , полученного для проведенных серий испытаний, каждый опыт, так же как и при исследовании сжимаемости грунтов, проводился с шестикратной повторяемостью, колеблется в пределах 1,19...1,38. Испытания грунтов нарушенного сложения дают значения  $\varphi$  и  $c$  более низкие по сравнению с испытаниями намывтых грунтов.

Сравнение результатов испытаний грунтов одинакового текстурного сложения с одинаковой плотностью, полученных в приборе одноплоскостного среза и в приборе трехосного сжатия, показали, что угол внутреннего трения составляет: при одноплоскостном прямом срезе  $\varphi = 34,6$  град, в условиях плоской деформации –  $\varphi = 40,5$  град, при осесимметричном трехосном сжатии –  $\varphi = 38$  град.

**Заключение.** По результатам проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

- намывтые песчаные грунты естественного сложения обладают явно выраженной слоистой текстурой, которая обуславливает анизотропию их физико-механических свойств;

- для намывтых песчаных грунтов установлена анизотропия фильтрационных прочностных и деформационных характеристик;

- на результаты испытаний по определению механических характеристик намывтых грунтов влияют вид испытаний, тип применяемых приборов, а также их конструктивные размеры.

#### Список цитированных источников

1. Винокуров, Е.Ф., Карамышев, А.С. Строительство на поименно-намывных основаниях. – Минск: Высшая школа, 1980. – 208 с.
2. Дедок, В.Н., Шведовский, П.В. Особенности лабораторного моделирования процесса вымыва грунтов в условиях Юго-Западного региона Республики Беларусь // Вестник БрГТУ – 2007. – № 1 (43): Строительство и архитектура. – С. 103–106.
3. Набоков, И.М. Исследование влияния анизотропии на напряженно-деформированное состояние намывных оснований: автореферат диссертации на соискание ученой степени канд.техн.наук. – Баку, 1980. – 22 с.
4. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справочник проектировщика / Н.И. Горбунов-Посадов, В.А. Иличев, В.И. Крутов [и др.]; под общ. ред. Б.А. Сорочаца и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.

УДК 624.151.6

### ИЗМЕНЕНИЕ ПЛОТНОСТИ ПЕСЧАНОГО ГРУНТА ПРИ ПРЕССИОМЕТРИЧЕСКОМ РАСШИРЕНИИ СКВАЖИН

Игнатов С.В., Быбак М.С.

**Введение.** Инъекционные методы возведения новых фундаментов и усиления существующих приобретают все большее значение в строительной практике Беларуси. Применение данного метода позволяет за счет опрессовки стенок ранее выполненных скважин в грунте изменить его свойства и существенно повысить несущую способность буроинъекционных анкеров и свай.

**Методика исследований.** Опрессовка стенок скважин приводит к изменению удельного веса грунта, угла внутреннего трения и сцепления как глинистого, так и песчаного грунтов. При закачке цементного раствора в полости используются насосы постоянного и периодического действия, при этом происходит наложение зон уплотнения и разуплотнения в песчаном грунте, что существенно влияет на вид изменения напряженно-деформированного состояния грунта.

Задача о изменении физико-механических свойств грунта при расширении скважин относится к теории прессиометрии, т.е. к установлению зависимости между давлением, передаваемым на стенки скважины, и их радиальном перемещении [2]. В лабораторных условиях под руководством к.т.н., доцента Никитенко М.И. нами было замоделировано прессиометрическое расширение в рыхлом, средней плотности и плотном песчаном грунте. Данное расширение имеет место при устройстве буроинъекционных анкеров и свай [1] с одним только отличием: не происходит фильтрации избыточной воды в окружающую среду при твердении цементного камня.

Так как диаметр скважины  $2R$  обычно много меньше длины рабочей части сваи или анкера и имеет значительное заглубление, то на элементарном участке длины сваи  $dL$  жесткость грунта в радиальном направлении меньше жесткости в вертикальном направлении. Это и моделировалось в опытном лотке, где жесткость верхней и нижней крышек были на порядок больше жесткости грунта в радиальном направлении. В радиальном направлении были установлены марки, расстояние от центра до каждой марки было замерено до начала опыта и после его проведения (рис. 1).

При прессиометрическом испытании начальный радиус скважины увеличился на 20–80%.

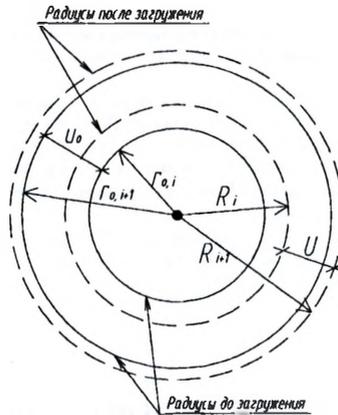


Рисунок 1 – Расчетная схема обжатия элементарного слоя при прессиометрическом испытании

**Анализ экспериментальных данных.** По результатам проведенных испытаний в мелком песчаном грунте построены графики перемещения марок относительно начала координат. На рисунке 2 представлены радиальные перемещения границ слоев при начальном радиусе  $R = 80$  мм.

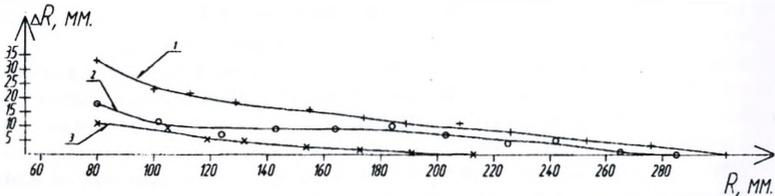


Рисунок 2 – Графики перемещения марок  $\Delta R$ , мм при начальном радиусе 80 мм для непрерывного метода расширения скважины (1 – песок рыхлый  $e = 0,77$ ; 2 – песок средней плотности  $e = 0,68$ ; 3 – песок плотный  $e = 0,58$ )

По приведенному выше графику видно, что происходило перемещение границ в песчаном грунте как рыхлого так и плотного сложения, что сопровождалось уплотнением грунта в объеме элементарно выделенного слоя между марками. Согласно предположению [1] коэффициент уплотнения грунта есть отношение удельного веса грунта после прессиометрического расширения и веса грунта до расширения и находился из предпосылки равенства массы слоев до и после загрузки [1] при неизменной высоте уплотняемого слоя  $h$  из следующего выражения:

$$k_{обж} = \frac{\gamma_i}{\gamma_{0,i}}$$

где  $\gamma_{0,i}$  – удельный вес грунта до проведения прессиометрического расширения;  $\gamma_i$  – удельный вес грунта после расширения.

По результатам проведенных опытов выявлено, что коэффициент уплотнения  $k_{обж}$  принимает значения как большие единице, так и меньшие. При  $k_{обж} > 1$  происходит уплотнение грунта, при  $k_{обж} < 1$  имеет место разуплотнения грунта.

Графики изменения плотности песчаного грунта в относительных величинах приведены ниже.

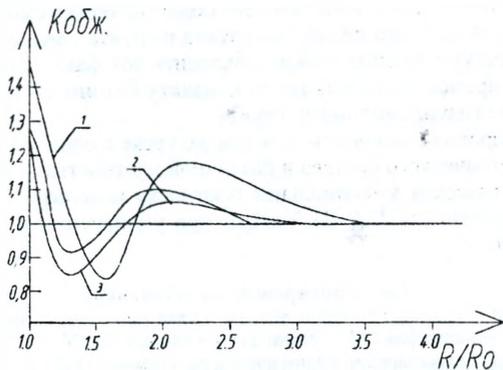


Рисунок 3 – Графики изменения плотности рыхлого песчаного грунта ( $e = 0,77$ ) в абсолютных величинах при постоянном постепенном расширении скважины (1 – опыт № 1, 2 – опыт № 8, 3 – опыт № 2)

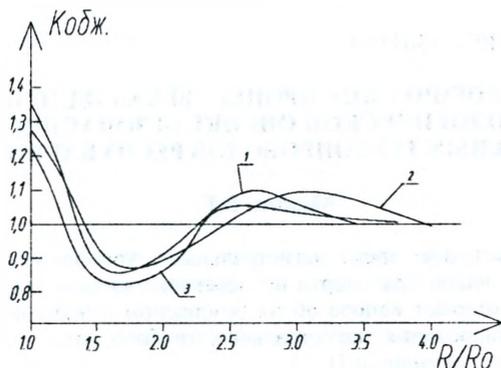


Рисунок 4 – Графики изменения плотности рыхлого песчаного грунта в абсолютных величинах при циклическом расширении скважины (1 – опыт № 4, 2 – опыт № 5, 3 – опыт № 7)

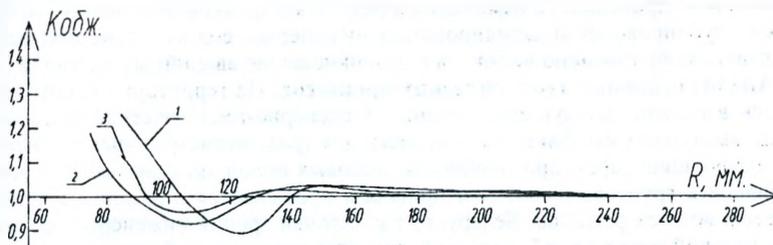


Рисунок 5 – Графики изменения плотности песчаного грунта средней плотности при пресснометрическом расширении скважины в относительных координатах (1 – постоянное расширение, опыт № 7; 2 – циклическое расширение опыт № 1, 3 – циклическое расширение опыт № 2)

**Заключение.** По результатам проведенных лабораторных исследований можно сделать вывод, что при постоянном постепенном расширении скважины область разупрочнения грунта значительно меньше области, образуемой при циклическом расширении для рыхлого песчаного грунта и грунта средней плотности.

Наличием зон разупрочнения можно объяснить тот факт, что при испытании анкеров и свай происходит срыв не по контакту бетонного тела и грунта непосредственно, а по разупрочненному грунту.

Так как опыты проводились в одном и том же песке с одинаковыми характеристиками гранулометрического состава и различной плотностью сложения, то было выявлено, что критическая максимальная плотность используемого для опытов песчаного грунта достигала  $21,2-21,9 \text{ кН/м}^3$  при уплотнении и  $13,8-14,7 \text{ кН/м}^3$  при разупрочнении.

#### Список цитированных источников

1. Никитенко, М.И. Буронъекционные анкеры и сваи при возведении и реконструкции зданий и сооружений: монография / М.И. Никитенко – Минск: БНТУ, 2007. – 580 с.
2. Федоровский, В.Г. О расширении цилиндрической скважины упруго-пластической среде / В.Г. Федоровский // Механика грунтов, основания и фундаменты – 1972. – № 2. – С. 28-30.
3. Лысенко, М.П. Состав и физико-механические свойства грунтов / М.П. Лысенко. – Москва: Недра, 1980. – 272 с.

УДК 624.131.1+621.643+504.054

## ОПАСНЫЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ КАК ОДИН ИЗ КРИТЕРИЕВ ПРИ ГЕОЭКОЛОГИЧЕСКОЙ ОЦЕНКЕ БЕЗОПАСНОСТИ ТРАСС МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Мякота В.Г.

**Введение.** В настоящее время магистральные трубопроводы являются одними из важнейших видов транспорта по перекачке жидких и газообразных веществ, поэтому возникает вопрос об их безопасном функционировании. Безопасность функционирования магистральных трубопроводов регламентируется рядом нормативных документов [1, 2].

При геоэкологической оценки трасс магистральных трубопроводов одним из главных факторов выступают инженерно-геологические условия территории, на которых могут происходить изменения в результате функционирования магистральных трубопроводов и активироваться инженерно-геологические процессы, приводящие к образованию дефектов и возникновению аварийных ситуаций [3].

**1. Анализ основных геологических процессов.** На территории Республики Беларусь выявлены следующие опасные инженерно-геологические процессы, которые выступают как факторы опасности для трасс магистральных трубопроводов следующие: карст, просадочность лёссовых пород, оползневые процессы, агрессивность грунтовых вод. Эти процессы проявляются с различной интенсивностью во всех регионах Беларуси, т.к. с точки зрения инженерно-геологических условий территория Беларуси отличается значительной сложностью.

*Карст.* Опасность этого вида инженерно-геологического процесса заключается в оседании и проседании земной поверхности и влияющие на безопасное функционирование магистральных трубопроводов.

**Оползни.** Особенно высока вероятность возникновения осыпей и оползней при переходе магистральных трубопроводов через русла рек и возникновении напряженности на трубопроводах.

**Подводные переходы** являются одним из критериев опасности для окружающей среды и безопасного функционирования магистральных трубопроводов. В результате функционирования подводных переходов что в процессе эксплуатации переходов происходит их размыв и всплытие, что является одним из факторов опасности их для окружающей среды [4].

**Просадочность лессовидных отложений.** На территории Беларуси лессовидные породы занимают около 10% площади и распространены южнее главного пояса конечных морен, в основном, отдельными участками и островами. Они приурочены к Оршано-Могилёвскому плато, Минской и Новогрудской возвышенностям, которые пересекают магистральные трубопроводы. [5].

**Агрессивность грунтовых вод.** В пределах Республики Беларусь выделяется 4 геолого-гидрохимические зоны, характеризующиеся определенными закономерностями распространения грунтовых вод с выраженными показателями агрессивности по отношению к бетонным конструкциям. [6].

В таблице 1 представлено процентное соотношение участков трасс магистральных трубопроводов, расположенных в областях проявления опасных геологических процессов.

**2. Анализ особенностей опасных геологических процессов.** Широтная ветка нефтепровода «Дружба» почти на всем своем протяжении пересекает территории с агрессивными грунтовыми водами, которые представлены всеми типами. Удельный вес для области распространения преимущественно карбонатного типа агрессивности составляет 15% от протяженности нефтепровода, общекислотный карбонатный и углекислотный тип агрессивности занимает около 6% территории трассы, области распространения карбонатного и углекислотного типа агрессивности – около 4%, области с преобладанием углекислотного типа агрессивности – около 20% и области общекислотного типа агрессивности – около 15%. Трубопровод пересекает несколько крупных водных преград реки: Сож, Днепр и Припять (в двух местах), Уборть, Ствига, Горынь, Ясельда, Мухавец в местах пересечения которых возможны проявления оползней и подработка берегов.

Таблица 1 – Проявление опасных геологических процессов на трассах трубопроводов в процентном отношении

	Опасные геологические процессы, %		
	Карст	Просадочность лессовых пород	Агрессивные подземные воды
<b>Нефтепровод «Дружба»</b>			
Широтная ветка	-	-	60
Меридиональная ветка	23	9	18
<b>Газопроводы</b>			
Торжок-Минск-Ивацевичи	9	26	2
Шорс-Минск-Вильнюс	11	2	8
Ямал-Европа	29	8	3
Витебск-Могилёв	13	10	6
Ивацевичи – Литва	3	9	9

В пределах трассы меридиональной ветки нефтепровода «Дружба» процентное отношение агрессивных грунтовых вод с преимущественно карбонатным типом

агрессивности занимают около 10%, а карбонатного и углекислотного типа агрессивности – около 8%. Трасса нефтепровода пересекает следующие водные преграды: рр. Бесядь, Проня, Днепр, Западная Двина, Дисна, Ушача, Друйка, Улла, Сож, Беседь.

Газопровод Торжок – Минск – Ивацевичи пересекает лессовидные отложения мощностью 2-4 метра в трех местах, мощностью 1-2 м в одном месте. Агрессивные подземные воды на трассе газопровода представлены общекислотным, карбонатным и углекислотным типами агрессивности. На своём пути газопровод проходит через несколько водных преград: р.р. Березина, Свислочь, Птичь, Уса, Неман, Друть, Бобр, Нача, Волма, Уса, Шара (в двух местах).

Трасса магистрального газопровода Щорс – Гомель – Минск – Вильнюс на своем протяжении пересекает территории с распространением лессовидных отложений мощностью 1–2 м, которые занимают 2% длины трассы газопровода. В пределах трассы встречаются карстовые проявления, представленные верхнемеловыми отложениями, на которые приходится 11% длины газопровода. На своем пути газопровод пересекает районы с распространением грунтовых вод с преобладающим карбонатным типом агрессивности, несколько водных преград: рр. Сож, Днепр, Ипуть, Березина, Свислочь, Вилия, Птичь, Волма, Исlochь.

В пределах трассы газопровода Ямал – Европа располагаются области распространения лессовидных отложений, занимающих 8% длины трубопровода. Районы областей карстопоявления, представленных верхнемеловыми отложениями занимают 29% длины. Газопровод пересекает несколько небольших водных объектов, среди которых наиболее крупные рр. Рось, Нарев, Березина (приток Немана).

На трассе газопровода Витебск – Могилёв лессовидные отложения мощностью 2–4 м занимают 10% длины трассы, а участки с распространением карстующихся пород, представленные доломитами франского яруса, – 13%. В пределах трассы встречаются области распространения грунтовых вод, обладающих общекислотным, карбонатным и кислотным типами агрессивности. На пути газопровода располагается одна водная преграда – р. Днепр.

На основании таблицы 1 можно классифицировать опасные геологические процессы по распространению в пределах трасс магистральных трубопроводах для каждого из них.

Таблица 2 – Классификация по степени угрозы опасных геологических процессов на трассах магистральных трубопроводов по их распространению в пределах трасс магистральных трубопроводов

Трубопроводы	Опасные геологические процессы,		
	Карст	Просадочность лессовых пород	Агрессивные подземные воды
<b>Нефтепровод «Дружба»</b>			
Широтная ветка	отсутствует	отсутствует	опасный
Меридиональная ветка	незначительный	незначительный	незначительный
<b>Газопроводы</b>			
Торжок-Минск-Ивацевичи	незначительный	средний	незначительный
Щорс-Гомель-Минск-Вильнюс	незначительный	отсутствует	незначительный
Ямал-Европа	средний	незначительный	отсутствует
Витебск-Могилёв	незначительный	незначительный	незначительный
Ивацевичи – государственная граница Литвы	отсутствует	незначительный	незначительный

Критерием опасности по распространению опасности служит удельный вес распространения опасных геологических процессов на трассах магистральных трубопроводов. Выделяется следующая классификация опасных геологических процессов:

- наиболее опасные, занимающие более 75% трассы магистральных трубопроводов;
- опасные, занимают от 50 до 75% трассы магистральных трубопроводов;
- средние от 25 до 50% территории трассы магистральных трубопроводов;
- малозначительные от 0 до 25% территории трасс магистральных трубопроводов;
- отсутствует, не влияет или практически не влияет на функционирования магистральных трубопроводов менее 5% трассы магистральных трубопроводов.

**Заключение.** Наиболее опасным для функционирования магистрального трубопровода являются территории с распространением агрессивных подземных вод. Это связано, прежде всего, с активацией и ускорением коррозионных процессов на трубы и бетонное основание. Результатом этого воздействия является медленное изменение экосистем, расположенных в пределах трасс магистральных трубопроводов. Трансформация экосистем обусловлена изменением температурного и химического режима почвы, появления новых видов растений и др.

#### Список цитированных источников

1. О промышленной безопасности опасных производственных объектов: Закон Республики Беларусь от 10.01.2000. - № 363-3.
2. Правила охраны магистральных трубопроводов. - Минск, 2006.
3. Вагин, В.А. Воздействие геологических факторов на эксплуатационную надежность магистральных трубопроводов / В.А. Вагин // Научно-технический сборник серии транспортировки и хранения газа. - № 3. - 2005. - С. 19-20.
4. Коршак, А.А. Обеспечение надежности магистральных трубопроводов / А.А. Коршак, Г.Е. Коробков, В.А. Душин, Р.Р. Набиев. - Уфа: УГНТУ, 2004. - 170 с.
5. Колпашников, Г.А. Происхождение и свойства лессовидных отложений в Республике Беларусь / Г.А. Колпашников // Геотехника Беларуси: наука и практика: сборник материалов Международной научно-технической конференции. - Минск, 2003. - № 3-4. - С. 273-278.
6. Колпашников, Г.А. Агрессивность грунтовых вод Белорусского Полесья / Г.А. Колпашников, Р.И. Ленкевич // Вестник Белорусского национального технического университета. - 2004. - № 3. - С. 4-7.

УДК.550.837

## ОЦЕНКА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ПУТЕМ АНАЛИЗА РАДИОЛОКАЦИОННЫХ ИЗОБРАЖЕНИЙ ПОДПОВЕРХНОСТНОЙ СРЕДЫ

Казарин Б. А., Казарин А. Б.

**Введение.** Основным фактором, влияющим на выбор конструкции фундаментов зданий и сооружений, является несущая способность основания. Она непосредственно зависит от физико-механических свойств грунта, которые могут быть определены или прямым путем, или косвенным с использованием геофизических методов. Отбор образцов грунта в процессе бурения скважин позволяет определить тип грунта, провести его гранулометрический анализ, сделать оценку влажности и пористости. Знание физических свойств и априорных корреляционных зависимостей делает возможной оценку механических свойств

грунтов: модуля деформации  $E$ , силы сцепления  $C$ , угла внутреннего трения  $\varphi$  и сопротивления грунта  $R$  (рис. 1). Однако инженерно-геологические разрезы, построенные по результатам бурения скважин оказываются не всегда корректными и тем самым являются источником ошибок при проектировании. Некорректность связана с использованием при построении разрезов 3-х спорных предположений: Предположение 1 – Если в двух соседних скважинах залегают (не залегают) слои однотипных грунтов, то они будут залежать (не залежать) в пространстве между скважинами. Предположение 2 – Если в двух соседних скважинах зарегистрировано наличие (отсутствие) подземных вод, то в пространстве между скважинами имеет место наличие (отсутствие) подземных вод.

Предположение 3 – Верхняя и нижняя границы какого-либо слоя грунта, который, в соответствии с предположением 1, залегают в пространстве между двумя соседними скважинами, определяется путем линейной интерполяции границ слоя, зафиксированного в скважинах.

**Анализ экспериментальных данных.** Как показала практика, использование этих предположений может привести к ошибке в оценке геологической обстановки при изучении грунтов естественного сложения, если расстояние между скважинами превышает 10 метров. В насыпных грунтах это расстояние может составлять 1–2 метра. Независимо от вида сложения грунтов при расстоянии более 1–2 метра между скважинами может быть допущена ошибка в оценке гидрогеологической обстановки. Поскольку некорректность инженерно-геологических разрезов, построенных на основании прямых измерений, связана с дискретностью отбора образцов, она может быть устранена путем бурения комплексирования результатов бурения с данными других изысканий, информативная дискретность которых соизмерима с диаметром скважины. В условиях плотной городской застройки и наличии развитой системы подземных коммуникаций наиболее эффективным геофизическим методом является радиолокационное подповерхностное зондирование. Суть этого метода электроразведки заключается в следующем. В процессе перемещения антенной системы георадара вблизи поверхности земли вдоль выбранного профиля происходит периодическое излучение в подповерхностную среду коротких электромагнитных сигналов. В промежутках между зондирующими сигналами происходит прием сигналов, отраженных от всех неоднородностей подповерхностной среды, расположенных в пределах главного лепестка амплитудной диаграммы направленности антенной системы. Обработка временных зависимостей амплитуд отраженных сигналов позволяет построить т.н. радиолокационные изображения подповерхностной среды в плоскости выбранного профиля. В общем случае, под РЛИ понимается двумерная цветная (черно-белая) матрица масштабным размером  $L \times Z$  (где  $L$  – длина профиля,  $Z$  – глубина зондирования), каждая ячейка которой соответствует разрешаемому георадаром объему подповерхностной среды, а её цвет (оттенок) – амплитуде радиолокационного сигнала, отраженного от данного объема. Определение физических свойств грунтов путем анализа РЛИ является задачей обратной и поэтому, в принципе, некорректной. Амплитуда сигнала, отраженного от разрешаемого объема подповерхностной среды зависит от частоты зондирующего сигнала, поляризации свойств приемной и передающей антенн, размеров частиц грунта, пористости, влажности, концентрации солей в поровой воде и её температуре (рис. 2). Чтобы свести некорректность оценки физических свойств к минимуму, необходимо, чтобы измерения выполнялись в соответствии с теоремой Боярского. На практике это означает, что

длина профиля должна быть максимально большой (угол наблюдения локальной неоднородности в подповерхностной среде должен быть близким к  $180^\circ$ ), а сами измерения выполнены в максимально широкой полосе частот (реально от 20 до 2000 МГц) для всех 4-х компонент поляризационной матрицы рассеяния  $S_n$ . В линейном базисе

$$S_n = \begin{vmatrix} E_{zz} & E_{z\theta} \\ E_{\theta z} & E_{\theta\theta} \end{vmatrix},$$

где  $E_{zz}$ ,  $E_{\theta\theta}$  – амплитуды отраженных сигналов, когда поляризационные параметры приемной и передающей антенн совпадают;

$E_{z\theta}$ ,  $E_{\theta z}$  – амплитуды отраженных сигналов, когда поляризационные параметры приемной и передающей антенн взаимно ортогональны.

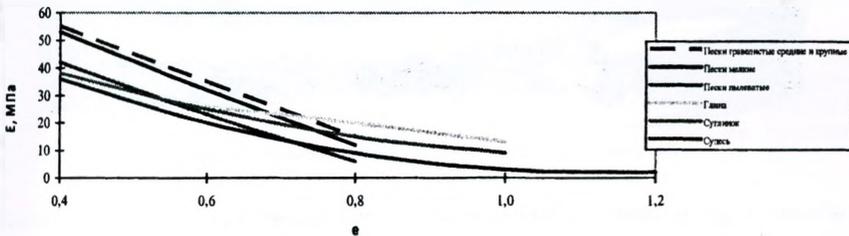


Рисунок 1 – Эмпирическая зависимость модуля деформации грунтов различных типов  $E$ , МПа от их коэффициента пористости  $e$

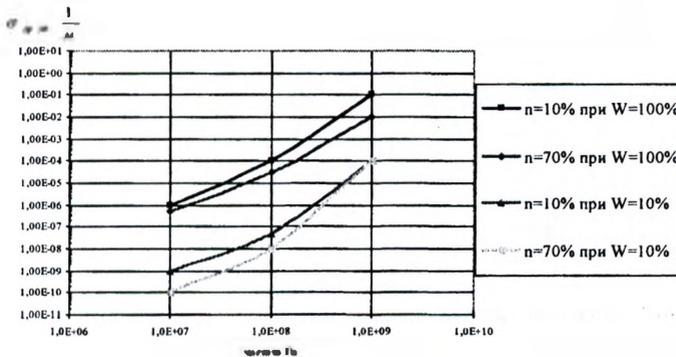


Рисунок 2 – Зависимость величины  $\sigma_{\text{эп,до}}$  песков средних в диапазоне частот при  $t = 10^\circ\text{C}$  и  $C = 10$  г/л.

Чтобы разрешаемый георадаром объем грунта был сравним с объемом кернов, необходимо, чтобы при построении РЛИ использовался алгоритм синтеза разрешения апертуры антенны. Реализация описанных выше условий позволяет строить радиолокационные изображения грунтов по их типу, пористости, крупности частиц и влажности. В этом случае они будут представлять собой радиолокационные томографические изображения (РлТИ). В качестве примера на рисунке 3 приведено РлТИ грунтов по относительной плотности. Измерения выполнялись на частоте 150 МГц для компоненты  $S_n$  ( $E_{\theta\theta}$ ). Место проведения из-

мерения – южная окраина д. Лошница Борисовского района. На РЛТИ черный (коричневый) цвет соответствует максимальной нормированной амплитуде сигнала, отраженного от разрешаемого георадаром объема  $E = 1,0-0,9$ . Желтый и зеленый цвета соответствуют минимальной нормированной амплитуде сигнала  $E = 0,1-0,01$ . Наличие на РЛТИ грунтов по относительной плотности ячеек, окрашенных в черный цвет, свидетельствует о том, что данный разрешаемый объем подповерхностной среды сложен или песками крупными, или песками плотными средними, или глинистыми грунтами.



Рисунок 3 – РЛТИ грунтов по относительной плотности (глубина 10 метров, длина профиля 20 метров)

Таблица 1 – Предварительная оценка физико-механических свойств грунтов, полученная на основании анализа РЛТИ грунтов

Номер слоя	Глубина залегания		Физические свойства грунтов			Механические свойства грунтов				
			Тип грунта	e	W, %	$\rho$ кг/см <sup>2</sup>	$\varphi$ , град	$C_n$ , кПа	E, МПа	R, кг/см <sup>2</sup>
	от	до								
1	0	0,5	Песок	0,65	35	2,2	35	1,0	30	2,8
2	0,5	1,0	Песок	0,65	35	2,2	35	1,0	30	2,8
3	1,0	1,5	Песок	0,68	35	2,07	34	0,6	27	2,8
4	1,5	2,0	Песок	0,65	70	2,75	32	2,0	30	2,8
5	2,0	2,5	Супесь	0,68	35	2,17	26	12	14	2,0
6	2,5	3,0	Песок	0,65	35	2,0	35	1,0	30	2,8
7	3,0	3,5	Супесь	0,65	5	1,72	27	15	16	2,6
8	3,5	4,0	Песок	0,6	35	2,25	36	1,5	35	3,0
9	4,0	4,5	Супесь	0,65	5	1,73	27	15	16	2,6
10	4,5	5,0	Песок	0,68	70	2,6	34	0,6	27	2,8

Решение обратной задачи дифракции (определение физических свойств грунтов по РЛТИ) происходит в следующей последовательности:

1. Анализируется РЛТИ по относительной влажности и определяется тип грунта (песчаный или глинистый) и его влажность. Признаком кровли слоя глинистого грунта является концентрация поровой воды над ним (черный цвет ячеек) и естественная влажность (желтый цвет ячеек) самого слоя. Как правило, на РЛТИ грунтов по влажности четко наблюдаются следы инфильтрации атмосферной воды в нижележащие слои песка вплоть до водоупора.

2. Анализируется РЛТИ по относительной плотности и делается предварительная совокупная оценка крупности песков и их коэффициента пористости. Практика показала, что при заданной крупности черный цвет ячеек соответствует значениям  $e = 0,4-0,5$ ; красный –  $e = 0,6-0,65$ ; желтый –  $e = 0,7-0,8$ . Чтобы различить пески по крупности и по коэффициенту пористости, необходимо выпол-

нить аналогичные измерения на более высоких частотах, так как с увеличением частот зондирующего сигнала различие в ЭПР заметно снижается (рис. 2).

3. На основании предварительной оценки типа грунта, его пористости и влажности и известных корреляционных связей между физическими и механическими свойствами грунтов, делается предварительная оценка модуля деформации  $E$ , расчетного сопротивления  $R$ , угла внутреннего трения  $\phi$ , удельного сцепления  $C$  и удельной плотности  $\rho$ . Пример такой оценки приведен в таблице 1.

**Заключение.** Предварительная оценка физико-механических свойств грунтов может быть получена на основании анализа радиоокационных изображений грунтов при обязательном выполнении трех условий:

1. Временные зависимости амплитуд отраженных сигналов должны регистрироваться, как минимум, на двух частотах зондирующего сигнала.

2. Временные зависимости амплитуд отраженных сигналов на каждой частоте должны регистрироваться как минимум для двух значений поляризационного параметра.

3. Радиолокационное изображение должно строиться с использованием синтеза апертуры антенны. Поскольку радиолокационное подповерхностное зондирование позволяет получить лишь оценочные значения физических свойств грунта, полученные результаты целесообразно сочетать с данными бурения, пенетрации и каротажа.

#### Список цитированных источников

1. Основания зданий и сооружений: СНиП 2.02.01-83. – М., 1985. – Приложение 1. – С. 27–29.
2. Левис. Обратная задача дифракции // Зарубежная радиоэлектроника, 1970. – № 2. – С. 110–113.

УДК 550.837

## ОСОБЕННОСТИ РАДИОЛОКАЦИОННОГО НАБЛЮДЕНИЯ ГРУНТОВ, СЛАГАЮЩИХ ДНО ВОДОЕМОВ

Казарин Б. А., Казарин А.Б.

**Введение.** Информация о свойствах грунтов, слагающих дно водоемов, может представлять интерес при оценке технического состояния различного рода сооружений, возведенных или непосредственно в пределах этих водоемов (мосты, дамбы, плотины, камеры шлюзов), или на некотором удалении от них. Это связано с тем, что дефекты фундаментов этих сооружений в ряде случаев являются следствием гидрогеологических связей между открытой водой и подземными фильтрационными потоками, залегание которых прослеживается и в основании дна водоемами, и в основании фундамента сооружения. Получение соответствующей информации путем бурения скважин с поверхности воды процесс трудоемкий и дорогостоящий. Бурение скважин вблизи береговой черты водоема с последующим построением инженерно-геологических разрезов, в общем случае, позволяет оценить только геологическую обстановку под дном водоема, и только при условии, что профиль дна вдоль каждого разреза заранее известен. Кроме этого, у обоих методов имеется один и тот же недостаток – они дают информацию истинную только для отдельных точек поверхности.

Процесс субъективной интерполяции, сопровождающий построение каждого разреза, автоматически предполагает погрешность в оценке сложения и свойств

грунтов, залегающих между скважинами. Очевидно, что эта погрешность будет тем значительнее, чем больше расстояние между скважинами. Квазинепрерывная информация и о рельефе дна водоема, и о слагающих его грунтах (с интервалом в несколько сантиметров вдоль разреза) может быть получена путем использования радиолокационного подповерхностного зондирования [1]. Известны специальные подводные георадарные комплексы, которые можно перемещать непосредственно вблизи дна водоемов. Их преимущество заключается в возможности использовать одну и ту же методику интерпретации радиолокационных изображений грунтов, залегающих и под водоемом, и вблизи водоема. К недостаткам следует отнести необходимость наличия специального снаряжения для подводных работ и возможные ограничения при проведении измерений, связанные с ограниченной видимостью, сложностью рельефа дна и наличием подводных течений.

**Методика исследования.** Поставленная задача может быть решена с использованием обычных георадаров, предназначенных для зондирования грунта с дневной поверхности. Но в этом случае, независимо от того, будет ли антенна георадара перемещаться по водной поверхности на плавсредстве или по поверхности льда, следует учитывать, что диэлектрические проницаемости слоев однопверхностной среды заметно отличаются. В летнее время слоями являются вода и грунт в основании дна водоема, в зимнее - снег, лед, вода и грунт. В таблице 1 приведены значения величин  $\epsilon'$ ,  $V$  для снега, льда, пресной воды и грунта в диапазоне частот 50–500 МГц. Информация для снега, льда и воды заимствована из работ [1, 2]. Значения диэлектрической проницаемости и скорости распространения электромагнитной волны для грунта были получены расчетным путем авторами. При расчете использовались трехкомпонентная модель грунта: частицы грунта, поровая вода, газ в различном объемном сочетании. Для поровой воды учитывалась концентрация солей и температура.

Как следует из анализа таблицы, скорость распространения электромагнитных волн в воде почти на порядок отличается от значений для грунта, льда и снега.

Таблица 1 – Значения диэлектрической проницаемости  $\epsilon'$  скорости распространения электромагнитной волны  $V$  м/нс для снега, льда, воды и грунта

Подповерхностная среда	$\epsilon'$	$V$ м/нс
Лед	3	17
Грунт песчаный сухой	4,9	-
	4,5	12
Грунт песчаный влажный	14,6	-
	16,8	10
Грунт глинистый сухой	5,4	-
	4,5	12
Грунт глинистый влажный	16	7,5
	16,8	7,2
Вода пресная	84	3,3
Снег	1,5	-

Это означает, во-первых, что при проведении георадарных измерений максимальная глубина зондирования (временная развертка отраженного сигнала) должна определяться соотношением:

$$t_{\max} = \frac{Z_{\max}}{V} = \frac{Z_{св}}{V_c} + \frac{Z_A}{V_A} + \frac{Z_{сп}}{V_{сп}}$$

где  $Z_c, Z_s, Z_w, Z_{sp}$  – соответственно, значения толщины слоев снега, льда, воды и грунта;  $V_c, V_s, V_w, V_{sp}$  – значения скоростей распространения, соответственно, в слое снега, льда, воды и грунта. На практике  $Z_c, Z_s$  известны заранее,  $Z_{sp}$  – априори задана заказчиком, а  $Z_w$  – неизвестная величина. Поэтому,  $t_{max}$  определяется экспериментально, на месте, по виду временной зависимости отраженного сигнала. Так как слой воды, как правило, однороден, то на экране монитора наибольшими по амплитуде отраженные сигналы наблюдаются в начале временной развертки (границы слоев снега и льда, льда и воды) и её конце (граница воды и грунта дна). Во-вторых, отличие значений  $V_w$  и  $V_{sp}$  необходимо учитывать в процессе интерпретации полученных радиолокационных изображений. Масштаб РЛИ по глубине оказывается немаловажным. Реальная толщина слоя воды связана с толщиной на РЛИ соотношением:

$$Z_w = \frac{Z_{рлн}}{\sqrt{\epsilon}}$$

**Анализ экспериментальных данных.** Рассмотрим радиолокационные томографические изображения подповерхностной среды, включающей снег, лед, пресную воду искусственного водоема и грунты в основании его дна, по относительной плотности и влажности.

Водоем искусственного происхождения расположен на территории института плодородства (д. Самохваловичи Минского района) и входит в состав мелиоративной системы опытного участка института.

Измерения выполнялись в январе 2009 года при температуре  $-4...-8^{\circ}\text{C}$ , с использованием двух георадаров ЗОНД-10 и Герад-4 на частотах 75 и 150 МГц, для трех значений поляризационного параметра. При построении РЛТИ использовался алгоритм синтеза радиолокационной апертуры антенны.

Водоем на плане представляет неправильный круг диаметром около 70 метров. Высота откосов колеблется от 0,15 до 1,5 метров. Максимальная глубина водоема по предварительным данным составила 2,0 метра. Толщина снежного покрова на поверхности льда была в пределах 0,15-0,2 метра, а толщина льда 0,1-0,15 метра. Измерения выполнялись в несколько этапов. Результаты первых измерений показали, что наиболее информативными являются РЛТИ, полученные на частоте 75 МГц с максимальной глубиной зондирования 30 метров. При этом, на РЛТИ достаточно хорошо наблюдается 10-метровый слой грунта основания дна водоема. Всего было выполнено 12 измерений: для 7 профилей с поверхности льда и 5 профилей с поверхности грунта. Анализ РЛТИ позволил построить рельеф дна водоема и предварительный инженерно-геологический раз-рез основания дна и береговой черты. Анализ инженерно-геологического разреза показал, что грунты, залегающие до 1968 года в пределах границ водоема, до глубины 3,0-3,5 метра были представлены супесями и суглинками. Супеси залегают, преимущественно, в юго-восточной части водоема, а суглинки – в северо-западной. Глинистые грунты подстилались слоем песков, глубина залегания каждого менялась от 3,0–3,5 до 8,0–9,0 метров. В процессе отрыва котлована на отдельных участках слой песков оказался обнаженным. В этих местах глубина водоема составляет более 2,0 метров. Основание дна водоема на глубину до 10–12 метров сложено преимущественно слоями глинистых и песчаных грунтов. Глубина залегания слоев глинистого грунта составляет, ориентировочно, 4,0; 6,5–7,0; 9,0–10,0 и 12 метров. Их мощность не превышает 0,8–1,0 метра. Под отдельными участками дна наблюдаются перемычки глинистых грунтов за счет чего их мощность

увеличивается до 2,5–3,0 метров. Между 2 и 3, 3 и 4 сло-ями глинистых грунтов залегают пески влажные (водонасыщенные) мощностью от 0,5 до 2,5–3,0 метров. За пределами водоема первый от дневной поверхности межпластовый поток вблизи юго-восточной части водоема наблюдается на глу-бине около 5,0–5,5 метров, а вблизи северо-западной части – на глубине около 9,0–10,0 метров. На участках дна водоема, где глубина превышает 2,0 метров водоупорная кровля этого пото-ка отсутствует, вследствие чего имеет место гидрогеологическое окно между открытой водой и подземным потоком. Предварительное направление фильтра-ции – север, северо-запад.

**Заключение.** Информация о свойствах грунтов, слагающих дно водоемов, мо-жет быть получена благодаря использованию обычных георадаров, предна-значенных для зондирования грунта с дневной поверхности. Полученные ре-зультаты позволяют построить рельеф дна водоема и предварительный инже-нерно-геологический разрез основания дна, а также оценить наличие и предва-рительное направление фильтрации межпластовых потоков.

#### Список цитированных источников

Финкелыптейн, М.И., Мендельсонов, В.Л., Кутев, В.Д. Радиолокация слонстых земных покровов. – М.: Сов. Радио, 1977.

Калинин, В.В., Казак А.В., Старовойтов, А.В. Результаты комплексных геофизических исследований при решении геозоологических задач на примере Новодевичьих прудов // Гео-экология. – 2008. – № 6. – С. 558–568.

## POUŽITIE ŠTRKOVÝCH PILIEROV NA ZLEPŠENIE MÄKKÉHO PODLOŽIA

Monika Súľovská, Peter Turček

### Abstract:

Using gravel columns for improving the soft subsoil. The paper deals with an example of the foundation of circular steel tank situated on compressible subsoil, created by clay soils with soft and stiff consistency. Due to relatively high loads and requirement of small differential settlement, was necessary to prepare the design step-by-step using reinforcement of subsoil.

1. **ÚVOD.** Inžinierskogeologický prieskum poukazoval na mäkké a málo únosné ílovité podložie, v mieste kde sa mali založiť dve hnojnicové nádrže pre poľnohos- podárske družstvo na Východnom Slovensku v obci Tulčák. Preverenie podmienok pre ílovité podložie preukázalo nedostatočnú únosnosť zemin pri očakávanom napätí v základovej škáre. Preto bolo potrebné navrhnuť založenie oceľových nádrží priemeru 18,6 m na zlepšnom podloží a taktiež posúdiť vzdialenosť medzi dvomi nádržami pri rôznom zaťažení. Navrhovaná osová vzdialenosť medzi oceľovými nádržami bola 22 m. Každá hnojnicová nádrž má mať objem 1760 m<sup>3</sup> a tiaž 21 ton.

2. **GEOLOGICKÉ POMERY LOKALITY.** Záujmové územie leží v miernom svahu na pravej strane rieky Sekčov, v jej aluviálnej nive. Podľa mapy regionálneho geomorfologického členenia patrí skúmané územie do subprovincie „Vonkajšie východné Karpaty“, do oblasti Nízke Beskydy a celku Beskydské predhorie, podcelok Záhradnianska brázda (Potičný, 2007).

Z geologického hľadiska budujú lokalitu sedimenty neogénneho podkladu a kvartérneho pokryvu. Neogénne sedimenty tvoria šedé pestré piesčité, vápnié íly, množné vápni-ílovité pieskovce, piesky, zlcpenca a štrky. Kvartérne sedimenty

zastupujú fluviaľne náplavy Sekčova a sú tvorené ílmi, pieskami a štrkami. Povrch staveniska tvorí navážka.

Skúmanú lokalitu odvodňuje rieka Sekčov. Je to vrchovino-nížinatá rieka s dažďovým typom odtoku. Priaznivé možnosti pre pohyb a akumuláciu vody majú štrky. Tieto sú napájané svahovými vodami z blízkyh svahov, ktoré dotujú terasové štrky v päte svahu. Najvyššie hladiny na stavenisku dosahuje podzemná voda v jarných a jesenných mesiacoch.

V rámci inžinierskogeologického prieskumu boli na lokalite odvŕtané 2 jadro-vé vrtv, oba do hĺbky 7 m. Vrt JV -1 je situovaný v blízkosti nádrží a vrt JV -2 približne pod stredom jednej z nádrží. Pod navážkou hrúbky 0,7 – 0,8 m je súvislá vrstva ílu, ktorý je z hľadiska zrnitosti (STN 73 1001) íl piesčity (F4), íl so strednou plasticitou (F6-CL) a íl s nízkou plasticitou (F6-CI). Konzistencia zemín je mäkká až tuhá. Neogén sa nachádza pod úrovňou 6,8 až 7,2 m pod terénom. Tvorí ho íl so strednou a nízkou plasticitou – F6 (CL,CI), konzistencie tvrdej.

### 3. ZALOŽENIE HNOJNICOVÝCH NÁDRŽÍ

Návrh geodosky. Pri preverení založenia nádrží na základovej doske sa ukázalo, že očakávané napätie v základovej škáre prekračuje vypočtovú únosnosť podložia, tvoreného ílmi mäkkej až tuhej konzistencie. Preto bolo potrebné založiť nádrže na zlepšenom podloží. Pre splnenie medzného stavu únosnosti sa ukázalo dostatočné založenie každej nádrže na základovú dosku priemeru 19 m a hrúbky 0,2 m, pod ktorou bude štrkový vankúš vystužený vo dvoch vrstvách tuhou geomrežou Tensar SS 30. Štrkový vankúš hrúbky 0,6 m má rozmery 20,2 x 20,2 m. Hĺbka založenia  $d = 1,0$  m; z dôvodu nezámraznej hĺbky  $d = 1,28$  m je potrebné prísypom zabezpečiť dostatočné prekrytie základovej konštrukcie.

Následne sa pristúpilo k výpočtu celkového a nerovnomerného sadnutia podložia s vystuženým vankúšom. Norma STN 73 1001 povoľuje pre staticky neurčité oceľové konštrukcie celkové koncéné sadnutie  $s_{im} = 80$  mm a nerovnomerné sadnutie  $(\Delta s/L)_{im} = 0,003$ . Maximálne očakávané sadnutie pod stredom základu by malo hodnotu 66,2 mm (obr. 1) a nerovnomerné sadnutie by bolo 0,0043. Založením nádrže na geodosku by sa dosiahla požadovaná únosnosť, avšak hodnoty nerovnomerného sadania by boli vyššie ako povoľuje norma a tiež ako vyžadoval dodávateľ nádrží. Ten predpisoval pre navrhované oceľové nádrže priemeru 18,6 m maximálnu hodnotu nerovnomerného sadnutia 0,010 m.

Navrhované riešenie založenia nádrží sa ukázalo nepostačujúce a to pre možné očakávané hodnoty pretvorenia podložia, ktoré sú pre konštrukciu nádrží nepripustné. Výpočet sadania (obr.1) bol preverený geotechnickým programom českej firmy Fine - GEO 5 v module sadanie. Výstup z programu je na obr. 1 s priebehom sadania pod nádržou založenou na základovej doske s vystuženým štrkovým vankúšom.

Návrh zlepšenia podložia štrkovými piliermi. Na základe nespĺnenia stanovenej podmienky pre priehyb základovej dosky, bolo potrebné navrhnuť zlepšenie podložia štrkovými piliermi. Vyžadovalo si to navrhnuť optimálne rozmiestnenie štrkových pilierov tak, aby sa eliminoval priehyb dosky na požadovanú hodnotu  $\Delta s_{max} = 10$  mm medzi stredom a okrajom dosky. Ďalej bolo potrebné stanoviť optimálnu vzdialenosť nádrží, aby ich vzájomný vplyv bol z hľadiska únosnosti podložia ako aj sadania pripustný. Výpočet sadania bol optimalizovaný v programe GEO 5 a riešenie si vyžiadalo niekoľko návrhových a výpočtových krokov. V prvom kroku sa riešila optimálna vzdialenosť jednotlivých pilierov tak, aby sa zabezpečilo zmenšenie nerovnomerného sadnutia základu pod jeho stredom aj okrajom. Štrkové piliere (obr. 2) sa ukázalo potrebné rozmiestniť hustejšie pod stredom kruhovej dosky vo vzdialenosti

2,0 x 2,0 m a pri okrajoch vo vzdialenosti 3,0 x 3,0 m. Navrhnutý bol priemer štrkových pilierov  $\varnothing = 0,5$  m a ich dĺžka 8 m.

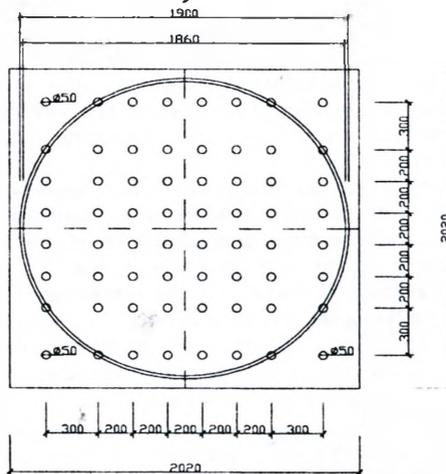


Obr 1 - Sadnutie podložia s vystuženým vankúšom

Pre osovú vzdialenosť štrkových pilierov 2,0 m s priemerom prvku  $\varnothing = 0,5$  m bude zodpovedajúca plocha pre rozmiestnenie 4 prvkov rovná 4 x 4 m, t.j. 16 m<sup>2</sup>. Podľa skúsenosti možno predpokladať, že zhmtnením sa dosiahne modul pretváramosti pilierov  $E_p = 400$  MPa. Vo vystuženej časti bude priemerná hodnota modulu pretváramosti zohľadňovať tuhosť pilierov aj zeminy podľa vzťahu

$$E_{med} = \frac{A_z E_{med,z} + A_p E_p}{A} \quad (1)$$

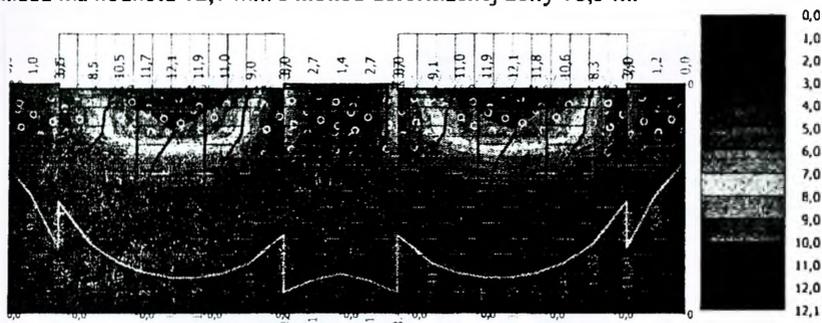
kde  $A_z$  je plocha zeminy medzi piliermi v príslušnom rastrí,  
 $A_p$  - prierezová plocha pilierov v rastrí,  
 $E_{med,z}$  - modul pretváramosti zeminy.



Obr 2 - Rozmiestnenie štrkových pilierov pod vystuženým vankúšom

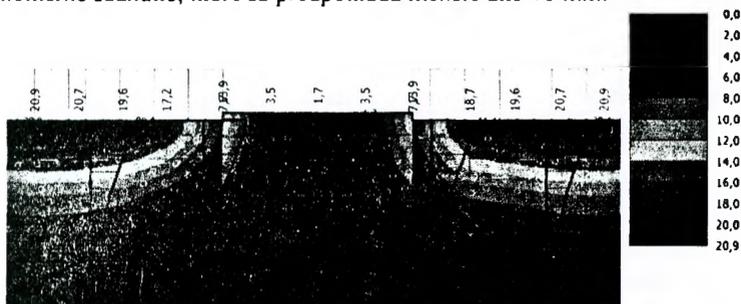
Na základe vzťahu (1) je možné vypočítať pre jednotlivé vystužené zeminy vypočtové hodnoty modulu pretváramosti podľa rastra štrkových pilierov 2,0 x 2,0 m a 3,0 x 3,0 m. Na obr. 3 je podložie modelované pre stanovenie očakávaného sadnutie

podložia so štrkovými piliermi v rasti 2,0 x 2,0 m a teda charakterizuje sadnutie podložia pod stredom základu. Celkové predpokladané sadnutie podložia pod stredom základu má hodnotu 12,1 mm s hĺbkou deformačnej zóny 18,5 m.



Obr. 3 – Sadnutie nádrží pri zlepšení podložia štrkovými piliermi

V ďalšom kroku sa stanovovala potrebná osová vzdialenosť medzi nádržami. Ako optimálna sa ukázala osová vzdialenosť nádrží 30 m. Pri takejto vzdialenosti vzájomný vplyv nádrží neohrozi ich stabilitu. Vzájomný vplyv nádrží (obr. 4) bol v programe GEO 5 modelovaný s hodnotami modulov pretvárnosti zeminy pri rasti štrkových pilierov 3,0 x 3,0 m. Tento raster štrkových pilierov je pod okrajmi nádrží. Preto je na obr. 3 možné vidieť aj očakávané sadnutie podložia pod okrajom nádrží. Pri hodnote sadnutia okraja nádrže 7,7 mm je splnená aj podmienka pre nerovnomerné sadnutie, ktoré sa predpokladá menšie ako 10 mm.



Obr. 4 – Stanovenie optimálnej vzdialenosti medzi dvomi nádržami

**4. ZÁVER.** Návrh založenia hnojnicových nádrží vychádzal z podkladov inžinierskogeologického prieskumu, ktorý upozorňoval na nepriaznivé základové pomery v podloží. Podložie tvorené ilmi mäkkej až tuhej konzistencie nebolo dostatočne únosné pre prenesenie predpokladaných napätí v základovej škáre. Na základe výpočtov bolo navrhnuté založiť každú oceľovú nádrž na kruhovú železobetónovú základovú dosku a pod základovú dosku uložiť vystužený štrkový vankúš. Pre elimináciu nerovnomerného sadnutia medzi stredom a okrajom nádrže vyvstala potreba zlepšenia deformačných vlastností podložia, čo bolo vynešené návrhom štrkových pilierov. Pod geodskou bude potrebné umiestniť štrkové piliere priemeru  $\varnothing = 0,5$  m s potrebnou dĺžkou pilierov 8 m. Optimalizáciou sa stanovilo rozmiestnenie pilierov tak, aby sa zabezpečila požiadavka dodávateľa nádrží pre maximálny povolený

priehyb nádrže. Vzdialenosť pilierov v rastrí 2,0 x 2,0 m pod stredom základu a 3,0 x 3,0 m pod okrajom základu sa ukázala ako postačujúca. Prepočtom sa preukázala potreba zmeny predbežne stanovenej osovej vzdialenosti nádrží. Pre bezpečnú prevádzku oboch nádrží bude potrebná minimálne 30 m osová vzdialenosť medzi nimi.

*Príspevok je jedným z výstupov grantovej úlohy VEGA č. 1/0619/09 „Zohľadnenie rizik pri navrhovaní geotechnických konštrukcií“.*

#### LITERATÚRA

1. Potičný, J.; Tulčík – Hnojnicové nádrže. Záverečná správa geologického prieskumu. Geoprieskum, Prešov, 12/2007. – 17 s.
2. Turček, P. – Súľovská, M.: Založenie hnojnicových nádrží pre PD Sekčov v Tulčíku. T-G, Bratislava, 4/2008. – 14 s.
3. Turček, P. – Slávik, I.: Zakladanie stavieb. SvF STU Bratislava, 2002, ISBN 80-227-1699-5. – 281 s.

## PRÍPRAVA VÝSTAVBY NA NESTABILNOM ÚZEMÍ

Peter Turček, Monika Súľovská, Roman Ravinger

### Abstract:

**Preparing of building construction in nonstabil site.** A 35 years ago were in Košice realised spread maintenance works befor construction. This area was fulfilled by landslides. Now is this area again in the centre of interest for preparing of new attractiv buildings. The paper deals with analysing of the slope stability in actually conditions, after construction and necessary interventions into natural slope before starting the construction works.

**1. ÚVOD.** V priestore južného svahu vo východnej časti mesta Košice sa na rozlohe 31000 m<sup>2</sup> pripravuje nová stavebná činnosť. V starších prieskumných prácach bolo územie hodnotené ako nevhodné pre výstavbu bez sanačných opatrení. V širšom záujmovom území boli pred 35 rokmi realizované rozsiahle preventívne sanačné opatrenia a následne sa tu postavilo obytné sídlisko. Príspevok sa venuje analýze stability svahu v súčasných podmienkach a potrebe doplnenia sanácie novými zákrokmi so zohľadnením navrhovanej výstavby.

**2. GEOLOGICKÉ POMERY LOKALITY.** Skúmaný svah je tvorený sedimentmi tzv. Košickej štrkovej formácie, ktoré majú prevažne štrkovitý vývoj (obr. 1). V hornej a dolnej časti svahu sú prekryté deluviálnymi sedimentmi, zastúpenými ílovitými až ílovito-piesčitými hlinami, dosahujúcimi hrúbku až 14 m. V štrkoch sa nepravidelne vyskytuje (prevažne v podobe šošoviek) šedohnedý a šedý íl, miestami s piesčitou prímiesou a obsahom ojedinelých valúnov štrku. Hrúbka kvarteru je najväčšia v dôsledku povrchovej plošnej erózie v najvyššej časti územia. Podzemná voda sa viaže na polohy štrkov a pieskov, má zväčša napätý charakter. Modelovanie terajšieho reliéfu je výsledkom poklesovej tektoniky, eróznej činnosti toku Homádu a povrchovej plošnej erózie. Povrch terénu je rozčlenený početnými eróznymi ryhami rôznej dĺžky a hĺbky. Strmé okrajové svahy eróznych ryh sú poznačené svahovými deformáciami typu zosúvania a plazenia. Významný podiel na modelovaní skúmaného územia má potôčik tečúci údolím, ktorý bol zachytený a zaustený do kanalizácie.

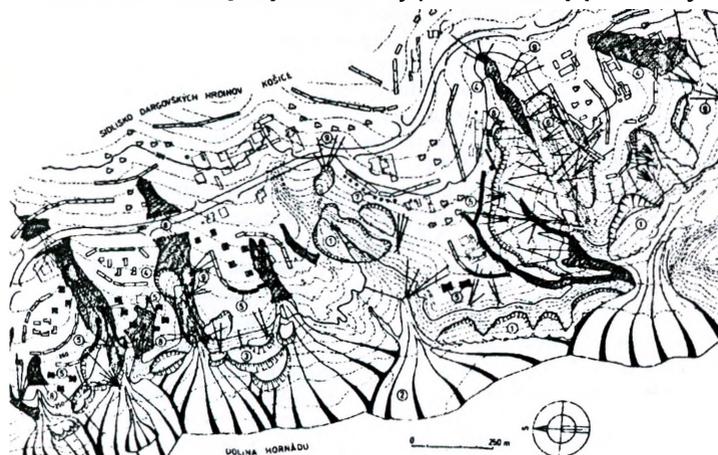
Celé územie tvorí akumuláciu časť blokového zosuvu (obr. 2), v jej hornej časti je formovaná odlučná oblasť. Zosuvy sú plošne nepravidelné, zväčša rozsiahle, s rôznou 232

hĺbkou šmykovej plochy. Podľa zistení Nemčoka (1978) bola hrúbka zosuvov v širšej lokalite 3 až 7 m, ich plošné rozmery neboli obvykle veľké. Pri porovnávaní prieskumných elaborátov z rôzneho obdobia je možné pozorovať postupné spresňovanie názorov na celý masív, ale aj konkrétne vlastnosti zemin podložia.



Obr. 1 – Geologická mapa okolia mesta Košice s vyznačením záujmového územia

Jemnozmné zeminu sú podľa Högera (1998) zaradené do triedy F6 tuhej až pevnej konzistencie. Štrky boli zatriedené ako G5. Prieskum Tometza (2007) sa v zásade zhoduje s Högerom. O niečo podrobnejšie je definovaný priebeh hladiny podzemnej vody.



Obr. 2 – Geologická mapa záujmového územia s vyznačením zosuvov a sanačných opatrení

Vo vrchnej časti územia je neogénne súvrstvie prevažne suché a podzemná voda je viazaná až na rozhranie štrkovitej a pelitickej fácie (ily strednej plasticity) a na tektonické poruchy. Vyskytuje sa tu viacero nepravidelných zvodní s napätou hladinou podzemnej vody, ktorej množstvo závisí od atmosferických zrážok. Poloha HPV sa nachádza zvyčajne v rozmedzí 4 až 10 m pod terénom. Odporúčané vlastnosti týchto zemín sú súhrnne uvedené v tab.1.

Tabuľka 1 – Vlastnosti zemín podľa prieskumu Högera

zemina	trieda	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi_u$ (°)	$c_u$ (kPa)	$\varphi_{ef}$ (°)	$c_{ef}$ (kPa)	$E_{def}$ (MPa)	$\beta$
íl tuhý	F 6	21,0	0	50	18	12	5	0,47
íl pevný	F 6	21,0	0	80	19	15	7	0,47
štrk ílovitý	G 5	19,5	-	-	28	5	50	0,74

Geologický prieskum v 70-tych rokoch 20. storočia realizovaný rozsiahlymi terénnymi a laboratórnymi skúškami bol na danú dobu vysoko nadštandardný. V roku 1977 boli prof. Menclom uskutočnené šmykové skúšky v krabicových a triaxiálnych prístrojoch na vzorkách zemín z vrto, citované neskôr Högerom. V priestore terajšieho záujmového územia boli v minulosti zostrojené dva geologické prieskumné profily. Ílovité zeminy boli z tohto priestoru dôkladne testované v roku 1978 (pozri tab. 2).

Tabuľka 2 – Šmyková pevnosť neogénnych hĺin a ílov

profil	triaxiálna skúška		kužeľ. penetr. sk.		čel'ust'ová skúška			
	$\varphi_u$ (°)	$c_u$ (kPa)	$\varphi_u$ (°)	$c_u$ (kPa)	$\varphi_{ef}$ (°)	$c_{ef}$ (kPa)	$\varphi_{ef}^{ef}$ (°)	$c_{ef}^{ef}$ (kPa)
A	7°30'	10	0	94	12°30'	17,5	11°40'	0
B	5°30'	71	0	71	21°	10	8 – 13°	0

### 3. STABILITA SVAHOV

**3.1 Staršie poznatky.** Mencl (1978) publikoval výsledky riešenia stability svahu pre vybraný profil v Košiciach. V riešenej úlohe vykazoval svah vysoký 16 m so sklonom 18°23' stupeň stability  $F_s = 1,54$ . Po zavedení podzemnej vody do podlažia klesol stupeň stability na  $F_s = 0,98$ . Ako veľmi vhodné sa ukázalo pri ponechaní hladiny podzemnej vody opatrenie spočívajúce v zhotovení štrkového prísypu vysokého 6 m (jeho hrúbka nebola v príspevku jednoznačne definovaná, ale dala sa odhadnúť na 1,5 m), kedy sa upravil stupeň stability na  $F_s = 1,46$ .

Súčasťou orientačného prieskumu Högera v roku 1998 bol tiež výpočet stability svahu vo dvoch profiloch (už spomínaných profiloch A a B). Poloha a tvar šmykovej plochy vyplývali zo starších aj aktuálnych prieskumných prác, ako aj z morfológie terénu. Do týchto výpočtov boli použité tieto charakteristiky zemín: pre neogénne íly  $\gamma = 20,1$  kN/m<sup>3</sup>,  $\varphi_{ef} = 9$  až 15°, súdržnosť  $c_r = 10$  kPa. Hladina podzemnej vody nebola pri prieskume zistená. Napriek tomu bol stupeň stability rátný aj pre úplne nasýtený svah. Z výpočtov vyšiel pre najnižšie šmykové parametre ( $\varphi = 9^\circ$  a  $c = 10$  kPa) stupeň stability  $F_s = 1,254$ , čo potvrdzuje skutočnosť, že svah je v prírodných podmienkach stabilný, aj keď nie v želannej úrovni.

Podobne sa venoval Hricko a kol. (1999) stabilite východných svahov terasy Hornádu. Do modelovania boli použité ako vstupy reziduálne hodnoty šmykovej pevnosti  $\varphi_{ef} = 9 - 20^\circ$ ,  $c_{ef} = 0$  kPa. Vo výpočtoch sa uvažovalo so svahom bez vody, s plne nasýteným svahom a napokon so zvýšenou hladinou podzemnej vody. Výsledky z profilu A-A' boli: pre  $\varphi_{ef} = 14^\circ$  v podmienkach suchého svahu  $F_s > 1,47$ ; pre svah s hladinou podzemnej vody 1,0 m nad šmykovou plochou stále vychádzala stabilita  $F_s > 1,40$ , iba plne nasýtený svah vykazoval porušenie. Podobne v profile B-B' vychádzali výsledky stability pre  $\varphi_{ef} = 9^\circ$  v podmienkach suchého svahu  $F_s > 1,59$  a až pri plne nasýtenom svahu sa ukázal svah nestabilný.

Pri porovnávaní rôzne starých podkladov sa jednoznačne ukázalo, že po zhotovení horizontálnych odvodňovacích vrtov v 70-tych rokoch postupne klesala hladina podzemnej vody, s čím následne súviselo zvyšovanie šmykovej pevnosti zemín. Z tohto poznatku potom bolo možné pristúpiť k aktuálnemu riešeniu s vyššími parametrami šmykovej pevnosti zemín pri preberaní starších podkladov, resp. nepovažovať laboratórne zistenia spred 8 až 10-tich rokov za nadsadené.

**3.2 Zostavenie výpočtových modelov.** Pre posúdenie stability svahov bolo cez záujmové územia v smere spádnice zostrojených 5 profilov. Volené boli tak, aby na jednej strane čo najvernejšie reprezentovali reliéf, na druhej strane zachytili plánované rozmiestnenie pripravovanej výstavby. Výpočtový model sa skladal zo zadania tvaru terénu, geologických vrstiev, vlastností zemín, polohy hladiny podzemnej vody a povrchového zaťaženia budovami. Tvar terénu bol prevzatý z mapového podkladu v merítke 1:500, do ktorého sa umiestnili prieskumné vrty.

Pri zostavovaní profilov sa vyskytli problémy s interpretáciou prieskumov rôzneho veku, ktoré sa týkali najmä štrkových polôh. Tieto boli v niektorých prípadoch hodnotené ako piesčité, dokonca pri vyššom podiele jemnozrnnej frakcie boli z opatrnosti zatriedené medzi ílovité zeminy. Poloha šmykovej plochy, ktorá sa opakovane objavovala vo viacerých archívnych elaborátoch, bola považovaná v automaticky generovanom stabilnom výpočte za východiskovú. Významným usmernením pri vytváraní vrstiev a rešpektovaní geologickej vývoja boli práce z konca 70-tych rokov (predovšetkým prof. Mencla). Napokon sa s akceptovaním vyššie citovaných podkladov definovali parametre šmykovej pevnosti zemín: ílovité polohy (zatriedené do F6 až miestami F8):  $\varphi = 16^\circ$ ,  $c = 12 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ ; štrkové polohy (prevažne G3):  $\varphi = 28^\circ$ ,  $c = 1 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ . Dôvodom výberu uvedených vstupných hodnôt bolo overenie stability prirodzeného svahu kontrolným výpočtom, ktorý vzhľadom na reálnu situáciu vo vybratom mieste vykázal nespochybniteľne stabilný stav. V prípade štrkových zemín sa prihliadlo na malý vplyv súdržnosti. Možnosť aplikovania reziduálnych parametrov šmykovej pevnosti bola tiež overovaná. Všetky výpočtové profily vykazovali pri použití reziduálnej šmykovej pevnosti porušenie ( $F_s < 1,0$ ), čo nekorešpondovalo s reálnou skutočnosťou. Napokon aj údaje prof. Mencly z roku 1977 ponúkali v skupine efektívnych parametrov šmykovej pevnosti vysoké hodnoty. Poslednou skupinou vstupných údajov boli totálne parametre, ktoré sa zvyknú uplatňovať v situácii náhle zmeny stavu napätosti. Podľa nášho názoru vykazovali neprimerane vysoké súdržnosti. Preto nebolo s nimi v ďalších výpočtoch uvažované.

Poloha hladiny podzemnej vody bola modelovaná podľa zistenia v prieskumných vrtoch. Znamená to, že prakticky vo všetkých profiloch bola hladina hlboko pod modelovanými šmykovými plochami, prip. voda sa v profile nevyskytovala vôbec. Napriek tomu sa do matematického modelovania zadávala v ďalších výpočtových krokoch hladina podzemnej vody umelou simuláciou. Účelom týchto variantných riešení bolo zistiť, akou mierou sa prítomnosť zvolenej hladiny vody negatívne prejaví na stabilite svahu.

Napokon poslednou skupinou vstupov bolo povrchové zaťaženie novou výstavbou. Účinok pritaženia terénu navrhovanými objektmi rovnomerným zaťažením bolo s rešpektovaním plánovanej podlažnosti a označením podľa podkladov zohľadnené takto:

- objekt A (polyfunkčný objekt pri päte svahu) – 30 kPa;
- objekt B (terasové domy v severnej dolnej časti svahu) – 30 kPa;
- objekt C (terasové domy v západnej dolnej časti svahu) – 40 kPa;
- objekt D + E (samostatne stojace dvojpodlažné rodinné domy v strednej časti) – 20 kPa;
- objekt F (samostatne stojace dvojpodlažné vilky v hornej časti svahu) – 20 kPa.

**3.3 Výsledky stabilitných výpočtov.** Vo všetkých prípadoch bola modelovaná šmyková plocha kruhová (s riešením podľa Pettersona a Bishops – vernejšie modelujúca vnútorné sily v zemnom masíve) a polygonálna (riešenie podľa Sarmu). V úlohách, kde sa vyskytuje heterogénne podložie, sa s úspechom využívajú metódy, ktoré majú zložené šmykové plochy. Pokiaľ ale zasahuje šmyková plocha do relatívne homogénneho prostredia, príp. do zemin s malými odchýlkami v hodnotách šmykovej pevnosti, považuje sa za vhodnú kruhová šmyková plocha. V našich riešeniach prevláda kruhová šmyková plocha pri posudzovaní lokálnej stability svahu (jedná sa najmä o najstrmšie miesta), kým pri posudzovaní celkovej stability svahu na dlhej šmykovej ploche dominovala polygonálna šmyková plocha.

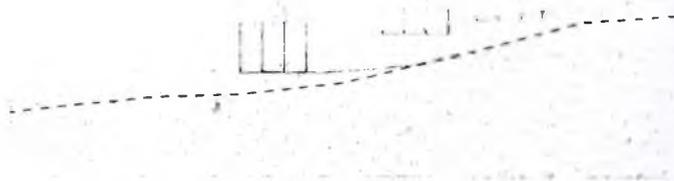
V ďalšom nebudú detailne opisované ani výpočtové profily, ani metódy stanovenia výsledného stupňa stability. Pre všetky realizované výpočty bol použitý program GEO 5 firmy FINE. V tab. 3 zverejňujeme iba časť konečných výsledkov v rôznych zaťažovacích stavoch tak, aby bolo možné porovnať vplyv okrajových podmienok a vyvodit' z nich smerovanie pre odporúčania. Modelovanie hladiny podzemnej vody vo všetkých profiloch 4 a 2 m pod terénom malo simulovať situáciu, ktorá by nastala v prípade úplného zlyhania odvodňovacieho systému.

Tabuľka 3 – Výsledky stabilitných výpočtov

profil	súčasný stav		HPV – 4,0 m		HPV – 2,0 m		po výstavbe	
	Bishop	Sarma	Bishop	Sarma	Bishop	Sarma	Bishop	Sarma
PF 1	1,39	1,56	1,34	1,54	1,25	1,47	-	-
PF 2	1,29	1,88	1,14	1,72	1,07	1,44	2,04	1,72
PF 3	1,91	2,32	1,84	2,23	1,75	2,12	2,15	2,37
PF 4	1,97	2,68	1,92	2,42	1,87	2,20	1,95	2,75

Profil PF 1 bol zvolený tesne vedľa pripravovanej výstavby, kde tvar terénu signalizoval prípadné ťažkosti. Ukázalo sa, že v prípade zlyhania drenážnych prvkov by sa mohla stabilita svahu vážnejšie zhoršiť. Preto bolo odporúčané v priestore päty svahu zhotoviť štrkové rebrá, ktorých úlohou bude zachytenie podzemnej vody v prípade zvýšenia hladiny a zároveň zvýšenie stupňa stability. Navrhnuté boli rebrá šírky 0,6 až 1,0 m, hlboké 2,5 m (v smere kolmom k svahu), vzdialené medzi sebou osovo 4,0 m, umiestnené do svahu na výšku 8 m so vzájomným prepojením v hornej časti, aby prípadné vniknutie povrchovej vody alebo presakovanie podzemnej vody bolo zachytené a spoľahlivo odvedené k päte svahu.

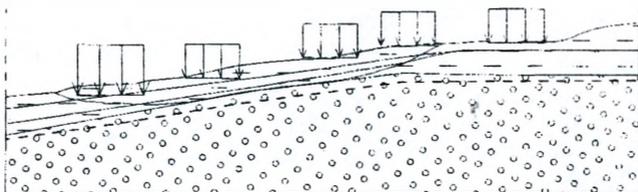
V profile PF 2 sa ukázalo, že spodný rad budov pozitívne vplyva na stabilitu svahu (pozri tab. 3 a obr. 3). Pozornosť sa tu tiež venovala hĺbeniu stavebných jám pre spodný rad objektov. Výkopom stavebnej jamy nastáva odľahčenie päty svahu, ktorý sa v prípade opomenutia stabilizujúcich zákrokov stáva lokálne nestabilným ( $F_s = 0,74$  podľa Bishops). Preto bolo odporúčané zhotoviť pred vykopmi kotvenú pilótoú stenu.



Obr. 3 – Kruhová šmyková plocha v PF 2 po prit'ažení výstavbou

Na ilustráciu je na obr. 4 znázornená situácia v PF 4 po dokončení výstavby. Pri zachovaní rovnakých okrajových podmienok ako v predchádzajúcich profiloch aj tu

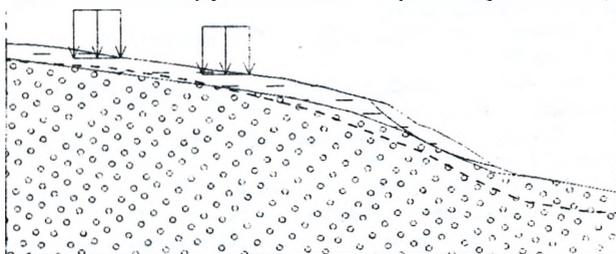
nebol prieskumom zistený výskyt podzemnej vody. Úroveň šmykovej plochy odhadli prieskumné práce na hĺbku medzi 2,7 až 4,0 m (v hornej časti profilu), v strednej a spodnej časti 7,2 až 8,0 m.



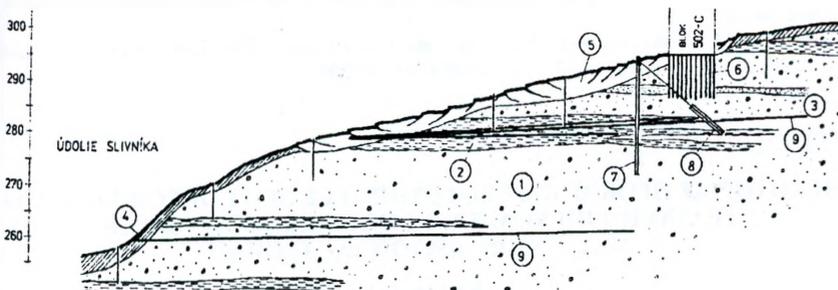
Obr. 4 – Polygonálna šmyková plocha v PF 4 po priížení výstavbou

Tieto okrajové podmienky boli rešpektované pri zadávaní polohy pred-okladanej šmykovej plochy. Z výpočtov vyplynulo, že podobne ako v predchádzajúcich prípadoch bude mať výstavba priaznivý vplyv na stabilitu svahu.

Na želanie investora bol zostavený napokon profil PF 5. Situovaný je na západnom okraji stavebnej parcely. Jeho horná časť má relatívne mierny sklon svahu, ale za hranicou pozemku je výrazne strmší. V pomerne malej vzdialenosti od profilu sú aktívne vodorovné odvodňovacie vrty. Preto bolo potrebné preveriť negatívne vplyvy pripravovanej výstavby na susedné priestory. Svah v pôvodnom stave aj po výstavbe sa ukázal ako nestabilný:  $F_s = 0,98$  podľa Pettersona,  $F_s = 0,99$  podľa Bishops a  $F_s = 0,97$  podľa Sarmu. Všetky šmykové plochy sa vygenerovali v najstrmšom úseku svahu, ktorý je mimo stavebnú parcelu (pozri obr. 5).



Obr. 5 – Kruhovú šmykovú plochu v PF 5 generovanú počítačom



Obr. 6 – Rez potenciálnym zosuvom s realizovanými opatreniami  
 1 – štrk, 2 – íl, 3 – piesčité štrk, 4 – svahové hliny, 5 – zosuv, 6 – založenie budovy na pilótach,  
 7 – predsadená pilótová stena, 8 – kotva, 9 – subhorizontálny odvodňovací vrt

Вýsledок matematického modelovania bol konfrontovaný so skutočnosťou. Zistené boli prejavy plazivého pohybu svahu v blízkosti päty. Preto nebolo odporúčané týmto smerom rozvíjať výstavbu.

Na obr. 6 je ukážka stabilizácie zosuvného svahu pred 35 rokmi. Pred začiatkom výstavby sa ešte pred terénnymi úpravami územie odvodnilo v rôznych výškových úrovniach subhorizontálnymi vrtmi dlhými až 100 m. Účinnosť odvodnenia (pokles hladiny podzemnej vody) sa sledovalo v hydrogeologických pozorovacích vrtoch. Po znížení hladiny podzemnej vody sa výrazne zlepšili parametre odvodnených zemín. Pred obytné budovy sa osadili kotvené pilótové steny z vŕtaných pilót Ø 900 mm, dlhé viac ako 20 m. Samotné budovy sa zakladali na pilótach Ø 400 mm votknutých do štrkových polôh.

**4. ZÁVER.** Úmysel zastavať doteraz nevyužitý priestor na potenciálne zosuvnom území v Košiciach vytvoril náročnú geotechnickú úlohu. Pri jej riešení sa nevychádzalo iba zo zadaných podkladov, ale preštudoval sa celý rad archívnych materiálov, ktoré významne pomohli pri matematickom modelovaní. Výsledky riešenia ukázali, že na vytypovanom území bude možné realizovať výstavbu. Stanovený bol rozsah preventívnych sanačných opatrení a zásady pre zakladanie objektov, ktoré musia byť v dôslednej súčinnosti. Na potvrdenie spoľahlivosti riešenia bolo odporúčané monitorovanie záujmového územia.

*Príspevok je jedným z výstupov grantovej úlohy VEGA č. 1/0619/09 „Zohľadnenie rizík pri navrhovaní geotechnických konštrukcií“.*

#### LITERATÚRA

1. Fussgänger, E. – Smolka, J. – Durčanský: Košice – Furča (IV. a V. okrskov). Meranie reziduálnych napätí. IGHP, Žilina, 10/1975.
2. Höger, A.: Košice – Dargovských hrdinov V/1 – posúdenie stability svahov. Podrobný prieskum. IGHP, Košice, 08/1978.
3. Hricko, J. a kol.: Košice – abiotická zložka životného prostredia. Východné svahy Hornádu – stabilita svahov. Geokonzult, Košice, 04/1999.
4. Nemček, A.: Košické sídliská za Hornádom a svahové poruchy. In: Zakladanie 78. ČSVTS, Vysoké Tatry – Štrbské Pleso, 1978, s. 73–81.
5. Mencl, V.: Statické otázky a řešení při zakládání sídlišť na skloněných územích. In: Zakladanie 78. ČSVTS, Vysoké Tatry – Štrbské Pleso, 1978. – S. 67–72.
6. Höger, A.: Košice – OS Stará Sečovská cesta. Záverečná správa orientačného prieskumu. Geokonzult, a.s. Košice, 09/1998.
7. Tometz, L.: Košice – Sečovská, podrobný inžinierskogeologický prieskum. INHYGEO, Košice, 03/2007.
8. Tóth, M.: Košice: Na hore – Sečovská cesta. Polohopisné a výškopisné zameranie pozemkov p.č. 552/3, 555/1 – 555/18, 1665/1 – 1665/3, M 1:500, 03/2007.

УДК 721.011.5

## НЕКОТОРЫЕ ПРОБЛЕМЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО СОПРОВОЖДЕНИЯ ТЕХНОЛОГИИ КОМПЛЕКСНОЙ РЕКОНСТРУКЦИИ МАССОВОЙ ЖИЛОЙ ЗАСТРОЙКИ

Кулак А.А.

**Введение.** В Республике Беларусь последние десятилетия все большую актуальность приобретают проблемы реконструкции микрорайонов массовой жи-

лой застройки 60-70-х годов прошлого века. Следует отметить, что это характерно не только для Беларуси, но и для стран СНГ, где в указанный период интенсивно осуществлялось строительство по типовым проектам малоэтажных (3–5 этажей) кирпичных и крупноэлементных (в основном КПД) жилых зданий. Строились они по проектам далеким от совершенства, особенно, по параметрам комфорта проживания. Такие здания претерпели моральный износ, сохраняя запас по физико-механическим показателям.

К середине 90-х гг. кварталы микрорайонов, преимущественно застроенных такими зданиями, оказались на трассах престижных магистралей городов и/или в зонах перспективного строительства предприятий бизнеса и элитного жилья. В этой связи возникли и актуализируются проблемы архитектурно-строительного и социального характера, тесно переплетающиеся и замыкающиеся на экономические реалии.

**Повышение эффективности использования жилых территорий.** Результативным направлением реконструкции микрорайонов, с преобладанием массовой застройки, может явиться повышение эффективности использования городских территорий, в частности, путем размещения новых объектов жилищного строительства и уплотнения существующей застройки.

Изучение ситуации в таких микрорайонах, проведенное с учетом изменившихся потребительских стандартов и нормативной базы, выявило целесообразность проведения комплекса работ по уплотнению застройки за счет надстроек новых этажей и мансард, пристроек эркеров и лоджий, устройства вставок между корпусами и др. Использование такого подхода обеспечивает совмещение процессов нового жилищного строительства и реконструкции существующей жилой застройки с целью снижения, за счет этого, их общей стоимости. По экономическим соображениям и сами объекты могут не исключаться из эксплуатации на период проведения работ. В практике реконструкции это открывает возможность максимального сохранения и использования существующих жилых зданий и объектов инфраструктуры [1].

Мировой опыт трансформации жилой застройки городов свидетельствует, что ее эффективность может быть гарантирована при комплексном подходе. Как любой вид строительной деятельности, комплексная реконструкция застройки не будет эффективна без высокого качества архитектурно-строительного проекта и организационно-технологического обеспечения его реализации. Все это должно быть обеспечено высоким уровнем качества технической диагностики объектов, на предпроектной стадии подготовки и реконструкции [1].

Диагностика технического состояния здания является необходимой и обязательной для принципиального решения вопросов: капитального ремонта здания и/или реконструкции, возможности ликвидации аварийного состояния здания и/или целесообразности его дальнейшей эксплуатации и т.д. Разработка проектной документации для реализации принятого решения базируется, естественно, не только на результатах диагностики, а используются нормативные документы и профессионально-ориентированная информация. Однако достаточный объем и достоверность диагностики во многом определяют качество строительного проекта, технологию выполнения работ по его реализации, сокращают непредвиденные затраты и, в конечном счете, повышают экономическую эффективность данного вида инвестиций.

Актуальность диагностики технического состояния объекта реконструкции, и геотехнической обстановки вокруг него, особенно возрастает, когда подобной

диагностики требует не отдельное здание, а большое их количество при компактном расположении. Такая ситуация складывается во многих городах, когда моральный износ значительной части жилого фонда, особенно массовой застройки, достигает критической величины и необходимо принимать адекватные меры в сжатые сроки.

Концепция реконструкции массовой жилой застройки разработана к настоящему времени в Республике Беларусь. При этом творчески использован мировой опыт модернизации жилья [1].

Уместно отметить, что для столицы и ряда городов Республики удельный вес массовой жилой застройки в общем жилом фонде составляет значительную часть (до 20%). Занятые ею территории, к настоящему времени, оказалась в зоне, привлекательной для инвестиционной деятельности отечественных и зарубежных предпринимателей, что придает остроту проблемам эффективности использования селитебных территорий.

В то же время происходящие изменения экономической ситуации приводят к обострению проблем, обусловленных существенным различием потребительских качеств жилья отдельных слоев населения. Социальный фактор создает объективную необходимость ускорить преобразование сложившейся массовой застройки с повышением уровня качества проживания.

Не рассматривая подробно содержание концепции комплексной реконструкции, отметим, что одним из достоинств предлагаемого комплекса является возможность, за счет уплотнения застройки сложившихся микрорайонов, достичь позитивных результатов с относительно невысоким уровнем финансовых затрат. Причем затраты могут быть дифференцированы между инвесторами нового строительства и заказчиками реконструкции домов старой массовой застройки.

В концепции комплексной реконструкции положительным является то, что параллельно с устранением моральной деградации старой застройки решаются проблемы повышения плотности застройки городских территорий за счет строительства многоэтажных жилых и общественных зданий. Они возводятся как на свободных площадях микрорайонов, так и за счет избирательного сноса зданий, достигших большой степени физического износа. Есть данные, свидетельствующие, что повышение плотности застройки на 60–80% позволяет на 18–20% снизить стоимость квадратного метра общей площади, полученной в итоге комплексной реконструкции [2].

Социально-экономические и другие преимущества комплексной реконструкции проявляются в большей степени, если трансформация старой застройки и возведение новых зданий осуществляется параллельно и одновременно, либо с минимальным разрывом во времени [2]. В такой ситуации результативность повышается, если адаптировать к этим условиям методы сетевого моделирования и поточной застройки, разработанные и внедренные в практику строительства во второй половине двадцатого века. Поточная застройка эффективна, если в производстве одновременно находится несколько объектов, обеспеченных технологическими проектами (ПОС и ППР).

Реализация инновационных подходов к комплексной реконструкции требует повышения качества архитектурно-строительных проектов и организационно-технологической документации для их реализации. Это в полной мере относится к материалам диагностики технического состояния здания и геотехнической ситуации на площадке, непосредственно граничащей с ним. Такой подход обоснован, поскольку от них зависит достоверность прогноза безопасности производства работ по реконструкции для жизнедеятельности человека и экологии.

Реконструкция имеет существенные отличия от нового строительства на свободных площадках, в частности по степени радикального вмешательства в сложившуюся среду городских территорий и геотехническую ситуацию.

По мере расширения и роста объемов реконструкционных работ, увеличения количества архитектурно-строительных систем реконструируемых зданий, возросло число проблем, требующих научного и инженерного решения. С последней трети XX века и до настоящего времени актуальными остаются проблемы преодоления негативного влияния строительной деятельности на геотехническое состояние территории, где осуществляется реконструкция. В практике трансформации городской застройки стран Евросоюза и реконструкции здания в крупных городах Российской Федерации отмеченные проблемы решаются геотехническим сопровождением на всех этапах работы. Это касается предпроектных исследований здания и геотехнической среды, разработки проекта и выполнения работ, а также мониторинга при эксплуатации здания после реконструкции [3].

В Республике Беларусь эта составляющая комплексной реконструкции разрабатывается в научном и практическом плане, но еще не получила необходимого завершения для широкого применения. Поэтому работы по накоплению фактических данных, уточнение и разработка методик расчетов для оценки дестабилизирующего влияния строительных процессов на геотехническую обстановку оправданы и целесообразны.

Анализируя публикации, по проблемам геотехнического сопровождения реконструкции, можно отметить, что большинство авторов считают правомерными следующие решения.

Выбор технологии работ при комплексной реконструкции застройки следует осуществлять не только по принципам рационального потребления ресурсов и основных средств, но и учитывать прогноз временных, на период работ, и остаточных нарушений геотехнических параметров в пространстве, примыкающем к зданию. В условиях сложившейся массовой застройки реконструкция и возведение новых зданий приводит к значительной дестабилизации равновесия системы «подземная часть здания – геотехническая среда», которое не всегда восстанавливается по окончании производства строительных работ. На стадии производства работ дестабилизирующее влияние может оказаться большим, чем определенное расчетом в проекте на период эксплуатации. На стадии проектирования оценку вероятности дисбаланса статического равновесия и негативных последствий строительной деятельности на фундаменты зданий целесообразно осуществлять прежде всего по деформациям основания, допустимым в конкретных условиях реконструкции. Для повышения обоснованности прогноза величин деформаций оснований желательно проводить дополнительные расчеты по Еврокоду 7, где более осторожные пределы деформаций, безопасные для фундаментов неглубокого заложения.

В связи с постоянным развитием правового обеспечения строительного комплекса уместно отметить, что законодательство о стандартизации и нормировании в Республике Беларусь требует более высокого уровня безопасности строительной деятельности и строительной продукции. Требования находят отражение в национальной системе технических нормативных правовых актов (ТНПА) по строительству. Указанные документы гармонизируются с системой стандартов безопасности строительной деятельности, принятых в Евросоюзе. В этой связи процессы переработки национальных комплексов документов сопровож-

даются изменениями принципов построения и содержания документов, а также правовыми аспектами их использования. Основополагающая концепция обеспечения безопасности среды жизнедеятельности человека обретает весьма жесткие требования и высокий уровень ответственности за соблюдение нормативов. Отсутствует, как было в СНиП, всеобъемлющая регламентация действий строителей при возведении объектов, но обеспечение безопасности, в широком понимании, на всех этапах создания строительной продукции становится на уровень закона. Изложенное подчеркивает необходимость взвешенных оценок и решений на всех этапах реконструкции массовой застройки, особенно технологии выполнения, где вероятность отклонения от нормативов достаточно велика, а контроль затруднен.

Анализ публикаций по проблематике комплексной реконструкции свидетельствует, что до настоящего времени незаслуженно мало внимания уделяется вопросам проектирования технологии работ при трансформации застроенных территорий, которая существенно отличается от технологии нового строительства [4]. Такое положение было объяснимо при выборочном выполнении реконструкции зданий, расположенных на достаточном удалении друг от друга. При комплексной реконструкции такая ситуация неоправданна по изложенным выше причинам.

В нормативных документах и профессионально ориентированных информационных материалах очень ограниченно представлены регламенты и методики расчета изменений геотехнической обстановки под воздействием факторов, связанных с производством строительных работ. Еще меньше информации, необходимой для прогнозирования взаимного влияния параллельно и одновременно возводимых объектов. Задачи усложняются, когда объект нового строительства имеет значительные объемы подземной части, расположенные на большей глубине относительно соседствующего реконструируемого здания. В этом случае без количественной оценки изменений геотехнической ситуации, в результате воздействия производства работ, невозможно определить и гарантировать безопасность строительной деятельности, как этого требуют современные стандарты.

Государственным предприятием «Институт НИПТИС им. Атаева С.С.» многие годы систематически выполняются работы по технической диагностике зданий с последующим проектированием реконструкции объекта либо передачей материалов заказчику. Ряд предприятий строительной отрасли и других сфер также проводили и проводят аналогичную работу.

В результате указанной деятельности к настоящему времени накоплен обширный материал по диагностике технического состояния зданий, часть которых в разное время использовалась при архитектурно-строительном проектировании и реконструкции конкретных объектов. Но указанные работы не были систематизированы на основе концепции комплексной реконструкции. Сохранилось крайне мало информации о технологии реализации проектов реконструкции, осуществленных в последнее десятилетие.

В связи с изложенным, целесообразно рассмотреть некоторые аспекты использования материалов диагностики состояния объекта реконструкции при технологическом проектировании производства работ (ППР) и в процессе реализации проекта.

Осуществляя комплексную реконструкцию домов массовых серий и возведение новых объектов в условиях плотной городской застройки, необходимо строго контролировать техногенные воздействия, оказываемые на существующие зда-

ния производством строительных работ. Основным критерием допустимости таких воздействий на здания является соблюдение условия  $S < S_{\text{н}}$ , где  $S$  – суммарная осадка от техногенных воздействий;  $S_{\text{н}}$  – предельно допустимая дополнительная осадка существующего здания в период ведения строительных работ на объекте, определяемая расчетом или назначаемая исходя из требований норм.

К факторам риска, оказывающим негативное воздействие на ведение работ в стесненных условиях реконструкции, можно отнести все технологии, оказывающие динамические и большие статические воздействия на основания и фундаменты, а также окружающую застройку. Производство работ в таких условиях накладывает дополнительные ограничения на применение серийных строительных машин и оборудования. При выборе технологии производства работ, помимо прогнозируемых воздействий со стороны работающих машин и механизмов, необходимо учитывать геотехнические особенности площадки строительства, которые могут оказывать влияние на выбор и реализацию метода производства работ при реконструкции.

Аналитический обзор материалов по проблемам комплексной реконструкции, ее проектирования и выполнения дают основания для изложенных ниже рекомендаций.

1. При трансформации городской застройки для соблюдения требований безопасности строительной деятельности необходимо высокое качество проекта производства работ по реконструкции (ППРр).

2. При технологическом проектировании выбор методов производства работ и средств механизации должен осуществляться не только с учетом материалов технической диагностики объекта реконструкции, но и параметров геотехнической обстановки. Это позволит оценить вероятность неблагоприятного влияния строительной деятельности на здание и окружающую среду.

3. В ППРр, помимо традиционного содержания, необходимо включать прогноз негативных воздействий производства работ на объект реконструкции и экологию, а так же технические решения и средства обеспечения минимизации такого воздействия.

4. Принятые в ППРр решения должны быть обоснованы соответствующими расчетами как по известным методикам, так и вновь разработанным с учетом специфики, отличающей комплексную реконструкцию от выборочной.

5. При одновременной реализации проектов реконструкции и нового строительства, в микрорайонах массовой жилой застройки, кроме общепринятого технического надзора, необходим последовательный мониторинг выполнения проектов, который должен включать геотехническое, метрологическое, геодезическое и другие формы сопровождения.

6. При выборе технологии реконструкции и технических средств необходимо отдавать предпочтение решениям по так называемой «щадящей» технологии, оказывающей минимальное дестабилизирующее влияние на конструкции здания и окружающую среду.

**Заключение.** Реконструкция массовой жилой застройки объективно необходима для эффективного и устойчивого развития городов.

Лучшие социально-экономические результаты дает комплексная реконструкция массовой застройки. Она должна включать улучшение условий проживания в существующих жилых домах и синхронное по времени возведение многоэтажных зданий новых архитектурно-строительных систем с целью уплотнения застройки.

Эффективность комплексной реконструкции массовой застройки зависит от качества архитектурно-строительного проекта, от уровня технологического обеспечения реализации и геотехнического сопровождения этих процессов.

При геотехническом сопровождении реконструкции надежность прогнозирования деформаций оснований фундаментов можно повысить сравнительным расчетом по отечественным нормативам и Еврокоду 7. Целесообразна последующая проверка фактических величин на объекте.

Проблемы комплексной реконструкции в аспектах эффективности ее строительного обеспечения и эксплуатационной надежности требуют дальнейших исследований.

#### Список цитированных источников

1. Пилипенко. В.М. Комплексная реконструкция индустриальной жилой застройки. Организационно-технологические основы. – Мн.: Адукацыя і выхаванне, 2008. – 277 с.
2. Реконструкция и обновление сложившейся застройки городов / Под редакцией П.Г. Грабового, В.А. Харитоновой. – М.: АСВ, 2005. – 625 с.
3. Улицкий, В.М., Шашкин, А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов. – М.: АСВ, 1999. – 327 с.
4. Бадьин, Г.М. Современные строительные системы и технологии реконструкции зданий: сб. докладов МНПК «Реконструкция Санкт-Петербург – 2005». – СПб: Изд. СПбГАСУ, 2005. – С. 252–256.

УДК 624.12+624.15

## ОСОБЕННОСТИ ПРОЯВЛЕНИЯ ДИЛАТАНСИИ В ПРОЧНОСТНЫХ ИСПЫТАНИЯХ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Уласик Т.М.

**Введение.** Испытания грунтов на срез (сдвиг) предполагают определенные условия, при которых сдвиговые или срезные приборы работают на основе моделей, позволяющих оценить как начальное напряженное состояние, так и состояние предельного равновесия грунта. В традиционных методах испытаний на сдвиг (срез), проводимых для несвязных грунтов, в консолидированно – дренированных испытаниях, консолидированно – недренированных испытаниях согласно нормативным требованиям (ГОСТ 12248 – 96) чаще всего сопротивление грунтов сдвигу определяют по заранее фиксированным плоскостям [1]. Некоторые авторы [2] указывают на необоснованное завышение несущей способности грунтов, что, в свою очередь, требует специального учета явления дилатансии, для получения уточненных значений сдвиговой прочности несвязных грунтов. Определение достоверных значений прочностных характеристик названных грунтов является, таким образом, важнейшей задачей сдвиговых испытаний.

**Модель контактного сдвига применительно к испытаниям несвязных грунтов.** За основу модели контактного сдвига принято допущение: вся зона деформаций грунта разделяется на зону упругих деформаций и область пластических деформаций. Модель контактного сдвига соответствует феноменологической модели. При этом условная граница, отделяющая слой пластических деформаций скольжения зерен грунта от области упругих деформаций в массиве грунта, располагается нормально по отношению к дилатантной составляющей сдвига  $\Delta\sigma_d$ . Деформации формоизменения при сдвиге, связанные с явлениями

дилатансии или контракции, ведет к расширению или сужению полосы сдвига. Дилатантные напряжения неотъемлемо связаны с дилатантными перемещениями и упругими деформациями, происходящими в исследуемом грунте. Дилатантные перемещения для условий «стесненной» дилатансии, определенные нами при испытании песка крупного, среднеоднородного ( $U_{max} = 6,28$ ) довольно незначительны и составляют  $\delta_d = 0,14$  мм,  $\sigma_o = 0,1$  МПа;  $\delta_d = 0,19$  мм,  $\sigma_o = 0,2$  МПа с коэффициентом упругого отпора  $K = 420$  МН/м<sup>3</sup>. Соответствующие им дилатантные напряжения составили 0,05 МПа и 0,075 МПа. Очевидно, что перемещения, составляющие доли миллиметров, вызывают значительный прирост нормального давления в плоскости сдвига. В момент сдвига, как известно, грунт достигает определенной или «критической» плотности. И то, насколько близкой будет плотность грунта от начала испытания к «критической», определит дальнейшее поведение исследуемого образца. Нами отмечен тот факт, что в опытах на сдвиг несвязных грунтов при различных значениях нормального давления в диапазоне 0,1 МПа до 0,5 МПа предельные сдвигающие напряжения могут возникать как на этапе контракции, так и на этапе дилатансии. Передача изменяющихся в ходе сдвига напряжений происходит через контакты зерен несвязного грунта, поэтому будет иметь значение не только количество контактов, но и минеральный состав зерен грунта, равно как и их размеры. Для дальнейших исследований на dilatометрическом приборе контактного сдвига (ДПКС) нами был выбран грунт, зерна которого представлены различными минералами: кварц, полевые шпаты, мелкие обломки гранита и др. [2]. Для песка крупного повышенной неоднородности значения дилатантных напряжений уменьшаются с увеличением  $e_o$  для испытаний при одном и том же коэффициенте упругого отпора  $K$ ; с уменьшением значений  $K$  дилатантные напряжения изменяются от 153 кПа до 75 кПа для наименьших значений  $e_o$  и от 34 кПа до 18 кПа для наибольших значений  $e_o$ . Подобная закономерность изменения дилатантных напряжений прослеживается и для песка средней крупности среднеоднородного и для песка мелкого однородного. Для песка среднего, среднеоднородного максимальное значение дилатантных напряжений при наименьшем значении  $K = 680$  МН/м<sup>3</sup> составляет 130 кПа при  $e_o = 0,4$ . При этом же коэффициенте пористости, но для  $K = 250$  МН/м<sup>3</sup> дилатантное напряжение для песка среднего составляет 81 кПа. Для песка мелкого однородного с теми же начальными физическими параметрами дилатантное напряжение еще меньше – от 108 кПа при  $K = 680$  МН/м<sup>3</sup> и до 67,5 кПа при  $K = 250$  МН/м<sup>3</sup>.

Очевидно, что для более крупного грунта значения дилатантных напряжений больше, чем более мелкого. Увеличение стеснения объемных деформаций, выражаемое в увеличении коэффициента упругого отпора, приводит к закономерному росту дилатантных напряжений для конкретного вида грунта.

В более плотном несвязном грунте дилатансия проявляется сильнее, чем в рыхлом. Приведенные графики (рис. 1) построены для условий испытаний при проявлении дилатансии, т.е. когда все зафиксированные дилатантные напряжения имеют знак плюс и при приложении сдвигающего усилия не наблюдается явление контракции или уплотнения песчаного грунта. Общий вид графиков характеризуется схожим расположением прямых дилатантных напряжений. Пользуясь этими графиками, можно количественно оценить величину дилатантных напряжений при сдвиге, а также рассчитать, на сколько будут отличаться значения контактного трения, определенные с учетом дилатантных напряжений от определяемых на основе данных традиционных испытаний. Традиционно в ме-

ханике грунтов угол внутреннего трения считается величиной постоянной для конкретного вида грунта. Условия сдвига или разрушения, при которых определен угол внутреннего трения, обычно не учитываются. Когда проводят сдвиговые испытания с использованием стандартных методик, в этом случае моделируются условия сдвига вблизи поверхности грунта. Когда же сдвиг происходит по контакту тела сваи, анкера, тогда зона сдвига зажата между сдвигаемым телом и массивом грунта. В этом случае наблюдаются условия, которые можно моделировать с помощью дилатометрических приборов (специальных сдвиговых приборов).

Действие внешней нагрузки на массив грунта может привести к нарушению прочности внутренних связей между зернами грунта. Это приведет к скольжению (смещению) зерен относительно друг друга. И, поскольку сопротивление сдвигу внутри массива грунта зависит от ряда факторов (гранулометрический состав грунта, минеральное трение зерен, начальная плотность упаковки их, влажность, жесткость грунтового массива), то необходимо максимально учесть все вышеперечисленное. Прочностные характеристики, получаемые на основе испытаний грунтов на сдвиг (удельное сцепление  $C$  и угол внутреннего трения  $\phi$ ), используются в расчетах прочности и устойчивости при проектировании оснований и фундаментов.

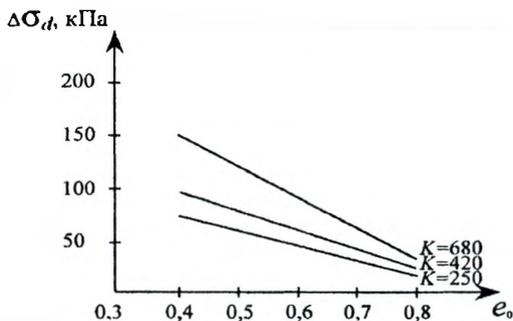


Рисунок 1 – Графики изменения дилатантных напряжений  $\Delta\sigma_d$  в зависимости от начального коэффициента пористости  $e_0$  песка крупного при различных значениях коэффициента упругого отпора  $K$

Поскольку деформация сдвига – это смещение одной части грунта относительно другой, вызванное действием касательных напряжений от внешней нагрузки, то при таком смещении неизбежно изменение высоты образца за счет явления дилатансии в плоскости сдвига. На подобное явление исследователи обращали внимание неоднократно, были зафиксированы эти незначительные перемещения (миллиметры и доли миллиметров), и в связи с такой незначительностью этими перемещениями пренебрегали.

На рисунке 2 приведены графики изменения дилатантных напряжений в зависимости от начального коэффициента пористости  $e_0$  для песка мелкого.

Причем для испытаний несвязных (сыпучих) грунтов приборы должны иметь неподвижную нижнюю часть. Предлагаемые нами методики определения параметров прочности основаны, в том числе, и на учете этих незначительных перемещений, названных дилатансией. Процесс сдвига несвязного грунта, в условиях которого определяют значения сопротивления грунта сдвигу, хорошо

моделируется с помощью специальных приборов, называемых дилатометрическими. Такими приборами являются дилатометрический прибор контактного сдвига и дилатометрический прибор плоского среза.

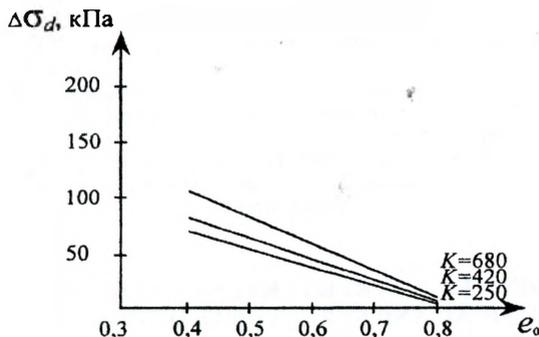


Рисунок 2 – Графики изменения дилатантных напряжений  $\Delta\sigma_d$  в зависимости от начального коэффициента пористости  $e_0$  песка мелкого при различных значениях коэффициента упругого отпора  $K$

Предельное состояние при сдвиге – незатухающее скольжение одной части несвязного грунта относительно другой – соответствует состоянию истощения прочности. Именно в этот момент, в зависимости от значения дилатантных перемещений  $\delta_d$  и дилатантных напряжений  $\Delta\sigma_d$ , мобилизуется предельное сдвигающее усилие и его составная часть – дилатантная составляющая сдвига  $\tau_d$ .

**Закключение.** Разделение методики испытаний на испытания, в которых происходит объемное стеснение деформаций в зоне сдвига и когда такое стеснение отсутствует, позволяет четко разграничить традиционные и нетрадиционные методики испытаний несвязных грунтов. Традиционная методика испытаний известна как закон Кулона: сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление внутреннего трения, прямо пропорциональное нормальному давлению. С учетом явления дилатансии традиционная методика требует специального дополнения, уточнения при определении параметров прочности несвязного грунта. Этим дополнением является методика на определение дилатантных составляющих сдвига, дилатантных напряжений и дилатантных перемещений. В соответствии с исследованиями, проведенными по учету явления дилатансии [4], использовалась следующая формула определения предельных сдвигающих напряжений:

$$\tau = \sigma_{\text{но}} \operatorname{tg} \phi + \Delta\sigma_d \operatorname{tg} \phi.$$

Очевидно, что первая часть уравнения – это закон Кулона для сыпучих (несвязных) грунтов, а вторая – названа нами дилатантной составляющей сдвига  $\tau_d$ .

Анализ проведенных испытаний несвязных грунтов позволяет сделать следующие выводы:

1. Использование традиционных методов испытаний грунтов на сдвиг не моделирует условия, при которых деформации объема в области разрушения стеснены.

2. Стеснение объемных деформаций в испытаниях несвязных грунтов моделируют дилатометрические приборы.

3. Использование дилатометрических приборов позволяет существенно дополнить существующие стандартные методики испытаний несвязных грунтов на сдвиг.

4. Методика испытаний несвязных грунтов при стеснении объемных деформаций, позволяющая определить наиболее достоверные параметры прочности при контактном сдвиге.

#### Список цитированных источников

1. Грунты. Методы лабораторного определения прочности и деформируемости: ГОСТ 12248-96.

2. Анизотропия прочностных свойств песчаных грунтов: геотехника Беларуси: наука и практика: сб. статей Международной научно-технической конференции, БНТУ / А.П. Кременев, Н.Н. Вишняков. – Минск, 2008. – С. 19–26.

3. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний: ГОСТ 20522-96.

4. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Минск: Наука і техника, 1994. – 232 с.

## GEOTECHNICKÝ A ŠTRUKTURÁLNY NÁVRH MIKROPILÓT GEOTECHNICAL AND STRUCTURAL DESIGN OF MICROPILES

Matej Gužík

### Abstract

Micropiles were conceived in Italy in the early 1950s in response to a demand for innovative techniques for underpinning historic buildings and monuments that had sustained damage over time. Micropiles can be designed as soil frictional piles and rock-socketed piles either under tension or compression, and they are used a lot in slope stability as well. They are applicable as a standard foundation method, and they are frequently used in urban areas because they have small dimensions and a high carrying load-capacity, depending on the properties of the soil and micropiles. They are also used for bridges foundation as well. Their carrying capacity depends on sub-soil characteristic and piling method.

The discussion will be based on designing micropiles, checking the load capacity of one micropile depending on the sub-soil characteristics and the properties of the micropile. It is also important to discuss the interaction between the sub-soil and grout in connection with checking the capacity. Depending on the interaction between the micropile and sub-soil, it is important to target any buckling as well.

### 1. Úvod

Mikropilóty boli koncipované v 50-tych rokoch 20-teho storočia ako požiadavka na inovovanie techník pre podchyťovanie historických budov a monumentálnych stavieb. V dnešnej dobe sa bežne používajú ako metóda podchyťovania budov, stabilizácie svahov, ale aj ako metóda zakladania. Ich použitie je lokálne podmienené geologickými faktormi ako aj krasovými výskytmi vo vápencoch. Ich veľkou výhodou je rýchla konštrukcia základu alebo sanácie, taktiež ich rozmery a únosnosť, ktorá sa pohybuje v rozpätí od 150 do 2800 kN.[1]

### 2. Vplyv injektážnej zmesi na únosnosť mikropilót

Proces injektovania má hlavný vplyv na únosnosť mikropilót. Postupy a detaily injektovania sa menia len čiastočne v závislosti od lokálnych zdrojov.

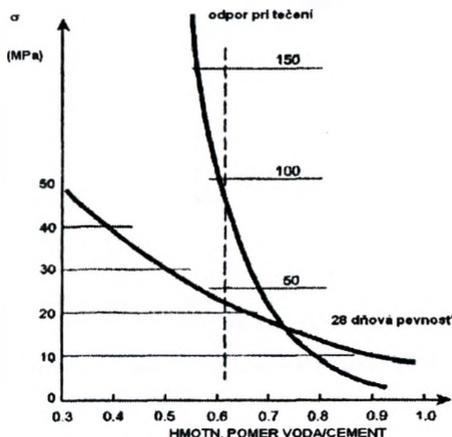
Vo všeobecnosti je injektážna zmes zmesou vody, cementu, v špeciálnych prípadoch piesku a superplasticizátorov. Význam injektovania spočíva v tom že:

- prenáša zaťaženie z výstuže do injektáže a následne do zeminy,

- môže tvoriť nosnú časť priečného rezu mikropilóty,
- pomáha chrániť ocel'ovú výstuž pred koróziou,
- jej efekt ako nosného prvku sa môže zvýšiť v priepustných zeminách priesakom do okolia a tým výrazne zväčšiť koreň mikropilóty.

Injekčná zmes musí mať preto vhodné vlastnosti: tekutosť, pevnosť, stabilitu a odolnosť. Potreba zabezpečiť dostatočnú tekutosť injekčnej zmesi má za následok zvýšenie obsahu vody, čo má negatívny dopad na ostatné tri vlastnosti.

Na všetky faktory, ktoré ovplyvňujú fluiditu injekčnej zmesi, pomer voda/cement má najväčší vplyv [1]. Obrázok 1 ukazuje, prečo je tento pomer obmedzený na rozsah  $w = 0,45 - 0,50$ . Pridaním prísad je možné na zaistenie adekvátnej spracovateľnosti navrhnuť pomer voda/cement aj menší než 0,40.



Obr. 1 Vplyv fluidity na vlastnosť injekčnej zmesi

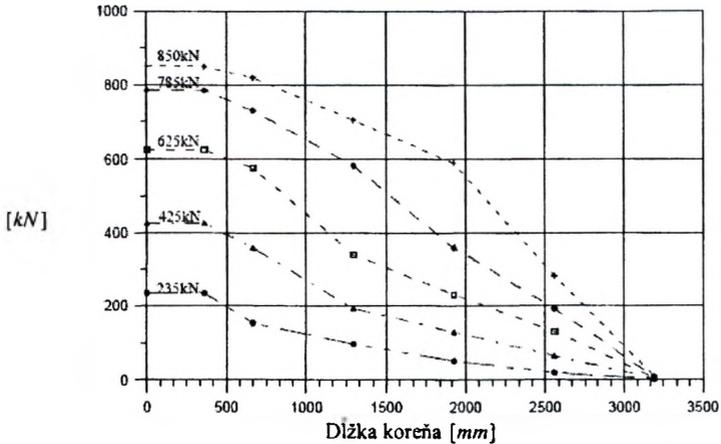
### 3. Koncepcia návrhu

V praxi návrhové napätie v tlaku vo výstužách je obmedzené na 50% hranice klzu výstuže [2]. Únosnosť mikropilóty je v predbežnom návrhu odvodená z dovoleného namáhania výstuže. Ďalšie komponenty ako injekčná zmes, prídavná výstuž, môžu byť uvažované vo výpočte pre zvýšenie štruktúrnej kapacity. Samozrejme treba brať na zreteľ aj efektívnosť návrhu. Pre prenos zaťaženia na styku injekčná zmes/výstuž, priemerné konečné napätie na styku injekčná zmes/výstuž je vo väčšine noriem podmienený stupňom bezpečnosti 2 a tento stupeň je podkladom na determinovanie potrebnej kontaktnej dĺžky. Tabuľka 1 ukazuje konečné kontaktné napätie medzi cementovou injektážnou zmesou s minimálnou pevnosťou 30 MPa a ocel'ovou výstužou s odlišnými kontaktnými povrchovými vlastnosťami. Dlhšia kontaktná dĺžka sa mala považovať za finálnu.

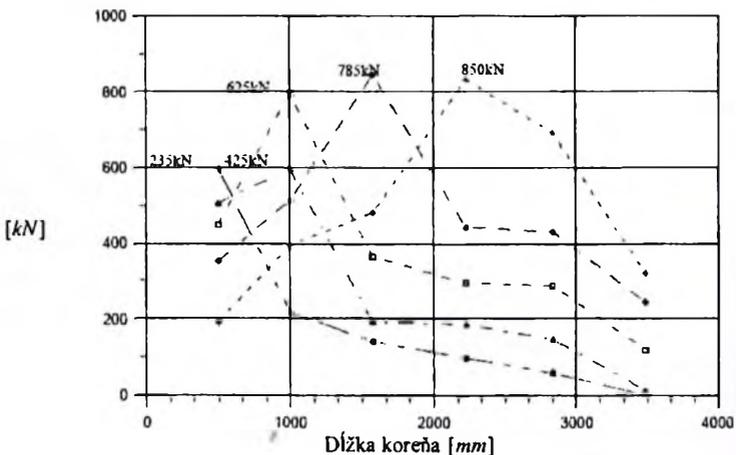
Tab. 1 – Vzťah povrchového napätia a drsnosti kontaktu

Konečné povrchové napätie [kPa]	Podmienky na kontakte
1000	Hladká tyč alebo drôt
1500	Hladký a vlnitý drôt
2000	Hladká pokrivená tyč
3000	Lokálne vrúbkovaná tyč

Pre potrebu zabezpečenia rozdelenia zaťaženia pozdĺž prepojenia výstuže a injekčnej zmesi je minimálna požadovaná dĺžka kontaktu na výstuži sú 3 m, pretože aktuálne rozdelenie napätia je nerovnomerné. Rozdelenie zaťaženia na rozhraniach je znázornené na obrázkoch 2 a 3. Vypočítané kontaktné dĺžky medzi výstužou a injektážou boli porovnané oproti dĺžkam na kontakte cementový kameň/homina. Avšak, optimalizácia dĺžky kontaktu koreň/homina spočíva v porovnaní s inými kontaktnými dĺžkami a zmenami priemeru vrtu.



Obr. 2 – Rozdelenie zaťaženi na rozhraniach výstuž/injektáž



Obr. 3 – Rozdelenie zaťaženi na rozhraniach injektáž/zemina

Napätie medzi nekompaktnou injektážnou zmesou a výstužou bolo zriedka považované za návrhový problém. So zreteľom na relatívne vysoké návrhové axiálne napätie (50% medze ťahu vo výstuži) je bežné, že celé primárne zaťaženie

v mikropilóte prenáša výstuž. Táto schéma je vhodná pri podchytávaní. Keď dôjde k zväčšeniu zaťaženia, injektážna zmes vo vencoch medzi výstužou a základovou pôdou začne staticky pôsobiť. Ako spojovací prostriedok hrá dôležité postavenie pre prenesenie axiálnych zaťažení z výstuže do podložia. Preto injektážna malta musí byť kompaktná pre prenos zaťaženia.

Ak sa injektážna zmes poruší a rozdrví, neúmerné napätie v tlaku spôsobí, že dôjde ku kritickému axiálnemu napätiu. Na kontakte injektážna zmes/výstuž sa potom predpokladajú plastické deformácie v okolí kontaktu výstuž/injektáž a znižuje sa účinok prenosu zaťaženia do základovej pôdy [2].

Prenos deformácie medzi dvoma zaťaženie prenášajúcimi elementmi, konkrétne medzi injektážou a výstužou môže byť značne neistý.

Predpokladajme:

Medza klzu výstuže:	$f_y = 552 \text{ MPa}$
Youngov modul výstuže	$E = 210 \text{ GPa}$
Charakteristická pevnosť injekčnej zmesi	$f_{cu} = 30 \text{ MPa}$
Youngov modul injekčnej zmesi	$E_z = 2.8 \text{ GPa}$

Dovolené namáhanie výstuže (50% medze klzu), elastické pretvorenia  $H_s$ , vo výstuži budú nasledovné:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{0,5552}{210000} = 1,314 \cdot 10^{-3} \quad (1)$$

Pre kompatibilitu pomerných deformácií bude injektážna zmes preberať deformácie z výstuže a bude namáhaná tlakovými napätiami podľa vzťahu [2]

$$\sigma_g = E_g \cdot \varepsilon_s = 28.1,314 = 36.8 \text{ MPa} \quad (2)$$

Vypočítané tlakové napätie (podľa lineárne elastickej teórie) jednoznačne prekračujú mieru únosnosti injektáže v tlaku (30 MPa – záleží od podmienok a zhotovenia/prisad). Aj keď pomerné deformácie betónu v tlaku sa pohybujú v rozmedzí  $2 \cdot 10^{-3}$  až  $3,5 \cdot 10^{-3}$  je možné, že porušenie injektáže vypočítané vo vyššie uvedenom vzťahu sa môže vyskytnúť. Môžu sa vyskytnúť dve mechanizmy porušenia ako pretvorenie výstuže ktoré dosiahne limit pretvorenia zmesi. Prvé nastane rozdrvenie injektáže zapríčinené nadmerným tlakom, druhé je usmyknutie na kontakte výstuž/injektáž. Je pravdepodobnejšie, že nastane druhý spôsob porušenia, pretože adhézia materiálu je vždy nižšia ako kohézia, ktorá je indikátorom pevnosti injektážnej zmesi.

Maximálne kontaktné napätia výstuže a injektáže sú uvedené v tabuľke 1, ktoré sú zjavne nižšie ako pevnosť injektáže. Porušenie na rozhraniach je možné očakávať pri mikropilótach votknutých v zdravých horninách hlavne preto, lebo obmedzenie kvalitnou skalnou horninou a osové napätia v mikropilóte sa utlmi veľmi rýchlo zo vzrastajúcou hĺbkou votknutia koreňa mikropilóty v hornine [2]. Pri návrhu trecích pilôt v zeminách je potrebné brať na zreteľ minimalizovanie vzniku plastických zón. Podobným konceptom môžu byť navrhnuté aj ťahané pilóty.

Efektívne riešenia pre návrh pilôt ťažených aj ťahaných:

1. redukovať osové napätia na prijateľné limity pretvorení injektáže znížením únosnosti alebo zvýšením únosnosti výstuže.

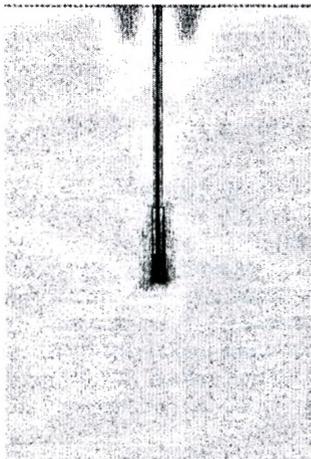
2. Zabezpečiť permanentné oceľové debncnie/paženie vrtu za účelom zvýšenia tuhosti prierezu.

Stužujúci efekt vyvolaný trvalým pažením vrtu môže v podstate redukovať elastické deformácie mikropilóty zaťaženej osovo. Rozdielne sadnutia pilóty kvôli elastickým pretvoreniam (skrátčeniam) by mali byť v tomto prípade tiež uvažované, v závislosti od dĺžky mikropilóty.

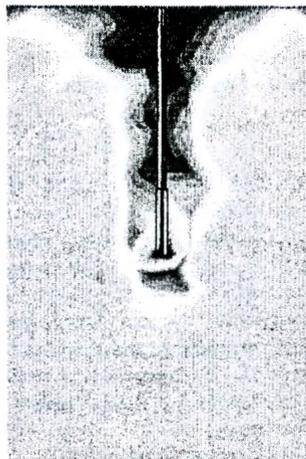
V súvislosti z návrhom mikropilót ako geotechnických konštrukcií vystupuje do popredia taktiež problematika porušenia zeminy. Porušenie zemného telesa nastáva šmykom, pri mikropilótach sa dostáva do popredia hlavne šmykové napätia na plášti, prípadne na päte mikropilóty. Preto je dôležité sledovanie progresu šmykových napätí, prípadne šmykových pretvorení vznikajúcich v bezprostrednom okolí mikropilóty. Obrázky 4 a 5 ilustrujú relatívne šmykové porušenie zemného telesa v okolí mikropilóty (zemina – piesok triedy S3 – podľa STN 73 1001) pre nulové a maximálne zaťaženie.

#### 4. Záver

Mikropilóty patria k bežným metódam zakladania a sanácie. Sú to konštrukcie, na ktoré má veľký vplyv postup výstavby, kvalita injektážnych zmesí a prídavkov do nich. Podobne ako iné základové konštrukcie aj mikropilóty sú v neustálej interakcii z okolitým prostredím či už ide o styk výstuž/injektáž, alebo injektáž/základová pôda. Tieto kontakty a interakcie taktiež rozhodujú o správnej funkčnosti mikropilóty a je potrebné im venovať pozornosť.



Obr. 4. — Relatívne šmykové porušenie  
– minim. zaťaženie



Obr. 5. — Relatívne šmykové porušenie  
– maxim. zaťaženie

#### Zoznam použitej literatúry

[1] Ir Liew Shaw Shong & Chew Chung Gue & Partners Sdn Bhd, Geotechnical course for Pile Foundation Design & Construction, Kuala Lumpur, Malaysia, 2003 p, 13, 17–21.

[2] Tom Armour, P.E., Paul Gronck, P.E., James Keeley, P.E., Sunil Sharma P.E., Micropile Design and Construction Guidelines Implementation Manual (2000).

[3] Zavrtávané mikropilóty TITAN, firemná prezentácia Minova Bohemia, odborný seminár CVUT Praha.

## ПРОБЛЕМЫ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

УДК 378.1

### ПРОБЛЕМЫ МНОГОУРОВНЕВОЙ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРОВ ДЛЯ ДОРОЖНОЙ ОТРАСЛИ

Пастушков Г.П.

Инженерное образование постоянно привлекало внимание исследователей, однако ни одно из исследований не смогло дать радикальное решение в этой области. Основной причиной такой ситуации является стремление специалистов в области подготовки инженерных кадров достичь одновременно двух главных, но различных целей.

Как совместить общее образование широкого профиля с той или иной разновидностью узкой технической подготовки?

Одноуровневая система образования, существовавшая в СССР, с ее унифицированной, жесткой схемой подготовки специалиста, позволяющая обеспечить подготовку специалистов широкого профиля, с излишней политизацией в принципе, не могла обеспечить должный образовательный стандарт и, таким образом, себя исчерпала. Однако система советского высшего образования являлась одной из лучших в мире для того периода времени, и поэтому задачей педагогических коллективов университетов было создание новой системы, обеспечивающей подготовку специалистов, соответствующей мировым стандартам.

Кроме того, после создания Республики Беларусь создался острый дефицит специалистов – мостовиков и тоннельщиков, которых традиционно готовили лишь вузы Москвы и Ленинграда, и перед учебными заведениями стояла трудная задача по формированию подготовки новых инженерных и научных кадров.

В Республике Беларусь накоплен некоторый опыт организации подготовки специалистов с высшим образованием, основанный на использовании гибкой многоуровневой образовательной системы.

Постановлением № 1419 от 14.10.2002 г. Совет Министров РБ утвердил положение о ступенях высшего образования, которое было разработано в соответствии с Законом РБ «Об образовании» (Ведамасці Вярхоўнага Савета РБ, 1991 г. № 33). В 2007 г. принят новый закон РБ «О высшем образовании», который внес некоторые коррективы.

Начиная с 01.09.2002 г. произошло разделение специальности Т.19.03.00 «Строительство дорог и транспортных объектов» на две специальности в соответствии с новой классификацией:

1-70.03.01 - Автомобильные дороги;

1-70.03.02 - Мосты, транспортные тоннели и метрополитены.

У нас реализуется вариант многоуровневой подготовки специалистов по схеме:

- неполное высшее образование (2 года);
- программа бакалавра и инженера (3 года) – 1 ступень высшего образования;
- программа магистра (2 года – заочная форма образования) – вторая ступень высшего образования.
- кандидата технических наук (3 года) – третья ступень высшего образования.

Первая ступень высшего образования обеспечивает получение соответствующей профессиональной квалификации высшего образования и дает право занимать должности, для которых в установленном порядке определены обязательные требования к уровню образования и квалификации.

Вторая ступень высшего образования дает право занимать должности (преимущественно в сфере науки, высшего и среднего специального образования, органах государственного управления, на руководящих должностях во всех отраслях экономики).

После окончания первой ступени выдается диплом инженера и указанием направления профессиональной подготовки.

После окончания второй ступени выдается диплом второй ступени с присвоением академической степени магистра и указанием более узкого направления подготовки.

Подготовка специалистов высшего ранга производится только через аспирантуру и докторантуру.

Многоуровневая система подготовки более демократична, ибо предполагает возможность прерывания обучения после освоения программы любого уровня, широкие возможности перехода с любого уровня на любой, возможность перехода в любой вуз. Все это дало возможность сделать систему подготовки специалистов оптимальной и эффективной как в республике, так и в отдельных ее регионах, по максимуму использовать вузовский потенциал республики.

На данном этапе развития общества в БНТУ определены следующие требования к специалисту с высшим образованием:

- профессиональная компетентность на основе фундаментальной, специальной и гуманитарной подготовки;

- высокая коммуникационная готовность (владение как минимум одним иностранным языком, владение современными методами коммуникации, владение литературной письменной и устной речью на родном языке, знание этики общения и культуры человеческих отношений);

- наличие экологического мышления и его реальное использование в профессиональной деятельности (умение обеспечить выполнение экологических требований в инженерных и научно-технических разработках;

- умение анализировать проблему (или ситуацию);
- разработать план интеллектуальных и практических действий, готовность взять ответственность на себя за их реализацию;

- личностная зрелость, знание основ мировой культуры;
- гражданская и профессиональная ответственность;
- мотивация и готовность к непрерывному образованию;
- знание основ экономики, менеджмента, маркетинга, информационных технологий, владение инновационной стратегией, тактикой, этикой.

Именно эти требования положены в основу моделей специалиста в развитых странах мира, в основу мировых образовательных стандартов.

Так или иначе, но во всем мире пришли к выводу, что решение проблем инженерного образования лежит в создании многоуровневой подготовки специалистов.

Существующая международная система образования не представляет собой единого целого. Высшие учебные заведения за рубежом - это учреждения, часто отличающиеся одно от другого. Многие из них не укладываются в рамки наших представлений о вузе, куда человек может поступить после окончания средней школы и выйти подготовленным специалистом в определенной области инженерной деятельности.

В качестве примера рассмотрим систему подготовки специалистов в США. Считается, что любое учебное заведение, следующее за средней школой, дает высшее образование. К высшим учебным заведениям американская статистика относит самые различные по уровню обучения учреждения: институты, колледжи, университеты.

Американская система высшего образования состоит из двух ступеней. Основа этой системы – ее первая ступень – колледж с 4-х годичным сроком обучения. Окончание такого колледжа дает право на присуждение первой ученой степени – бакалавра. Эта ступень приблизительно соответствует четырехгодичному образованию в нашей стране.

В своем большинстве американские колледжи дают общее высшее образование и некоторую профессиональную подготовку.

Завершение подготовки специалистов высшей квалификации происходит на второй ступени, в так называемых исследовательских школах университета и высших профессиональных школах. Год или два учебы в исследовательских школах дает право специалисту получить вторую американскую степень – магистра.

Современная педагогика различает четыре уровня усвоения знаний:

I – знания – знакомства; II – знания-копии; III – знания – умения; IV – знания-трансформации.

Главная задача университетов – сформировать у всех студентов умение хорошо работать (III уровень – знания – умения). Между качеством знаний II и III уровней огромная разница, соответственно нужны качественно иные, более эффективные методы обучения. Вместо общепринятых оценок качества нужны новые количественные объективные и однозначные критерии качества инженерного образования.

Блочная структура обеспечивает гибкость системы высшего образования, ее способность адаптироваться к изменяющимся требованиям общества путем коррекции объема и содержания каждого блока дисциплин. В наибольшей степени изменениям подвергаются специальные дисциплины, задача которых отслеживать новейшие достижения науки и техники в соответствующей области знаний. Основная роль здесь отводится вузу, структурам повышения квалификации, которые осуществляют выбор специальных дисциплин с учетом потребностей рынка специалистов.

Поэтому крайне важно создать такие планы, чтобы исключив из них все несущественное, представить весь основной материал.

Важным выводом является признание, что в будущем большинство студентов технических вузов должно продолжать свое образование в течение еще одного-двух лет (вторая ступень) для получения степени магистра и приобретения специализации в той области, в которой они собираются применить свои познания. Степень магистра и семилетнее образование постепенно будут рассматриваться как минимальные требования, предъявляемые для начала карьеры инженера - исследователя и инженера-руководителя.

Прежде всего, уместно задать вопрос: «Что же изменилось по сравнению с положением, которое было 50, 20 или даже 10 лет тому назад?». Прежде всего, возрос объем знаний, научный фундамент знаний значительно шагнул вперед, и поэтому инженеру настоятельно необходима узкая специализация, если он хочет оставаться на современном уровне знаний.

С другой стороны, государство, формируя стратегические направления общественно-экономического развития, должно быть заинтересованно в специалистах, обладающих высокими личностными качествами, культурных и образо-

ванных граждан своей страны. Поэтому независимо от профиля подготовки, блок социально-гуманитарных дисциплин в основе своей оказывается единым как по объему, так и по содержанию.

Блок фундаментальных дисциплин унифицируется в рамках либо профиля, либо группы направлений подготовки специалистов.

Блок базовых дисциплин определяет направление специальностей, поэтому область действия стандарта здесь сужается по сравнению с блоком фундаментальных дисциплин, и остается существенной роль вуза при формировании этого блока.

Наконец, содержание блока специальных дисциплин в большей степени оказывается под влиянием вуза.

К достоинствам предлагаемой системы также относятся:

1. Подготовка специалистов высшей квалификации осуществляется высшим учебным заведением совместно с производством по согласованным учебным планам и требованиям.

2. Происходит дифференциация специалистов по знаниям и умениям, т.е. осуществляется выпуск высшими учебными заведениями мастеров с высшим образованием, инженеров, бакалавров и магистров.

3. Контингент руководящего состава, преподавательский состав, состав научно-исследовательских и обследовательских подразделений и т.п. должен иметь ученую степень «магистра».

Отрасль заинтересована в обеспечении высокого уровня знаний, получаемых специалистами, поэтому она должна стремиться оснастить профилирующие кафедры вуза современным оборудованием

В течение последних лет разработаны и внедрены в учебный процесс прогрессивные методы обучения с рейтинговой оценкой знаний студентов, много внимания уделяется созданию новых лабораторий и укреплению материальной базы кафедры, в особенности оснащению их вычислительной техникой, использованию ее в учебном процессе и научно-исследовательской работе.

В случае, если специалист, по тем или иным причинам, не прошедший через «ограничительный барьер», желает получить знания более высокого уровня или его служебное положение обязывает его это сделать, он проходит дополнительную подготовку через систему «факультета повышения квалификации». Это означает, что следует отказаться от существующей системы повышения квалификации, дающей некоторые знания о новых достижениях науки и техники, и создать систему для индивидуального обучения специалистов на всех уровнях и ступенях в зависимости от его образования и опыта работы. Это позволит в течение короткого отрезка времени или переквалифицировать такого специалиста, или поднять его уровень знаний на более высокий.

Реализация высказанных предложений позволит создать жизнеспособную и динамичную систему инженерного образования, которая будет соответствовать потребностям XXI века

Но многое предстоит сделать. Необходимо подготовить новую «волну» специалистов, способную профессионально заняться развитием нашей экономики в новых рыночных условиях.

#### Список цитированных источников

1. «Об образовании»: Закон Республики Беларусь (Ведамасц Вярхоунага Савета РБ, 1991. - № 33).

2. «О высшем образовании»: Закон Республики Беларусь. Принят Палатой представителей. Одобрен Советом Республики. 2007.

## **ИННОВАЦИОННОЕ РАЗВИТИЕ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА И ПРОБЛЕМЫ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ В ТЕХНИЧЕСКОМ УНИВЕРСИТЕТЕ**

**Голубев Н.М., Зверев В.Ф., Овчинников Э.В.**

В Государственной программе инновационного развития Республики Беларусь, принятой на 2007-2010 гг., перед строительным комплексом поставлены масштабные и ответственные задачи, решение которых обеспечит ускоренное развитие экономики и повышение качества жизни.

В последнее десятилетие для строительной отрасли характерны динамичные изменения, имеющие принципиальное значение. Отмечается, что радикально трансформировалась структура отрасли и ее продукция, в которой определяющими становятся индивидуальность и повышение потребительских стандартов качества. Произошли и другие необратимые рыночные преобразования. Среди строительных предприятий все больше субъектов хозяйствования смешанной и негосударственной форм собственности. Они составляют более 60% от общего числа. Эти и другие изменения, сопутствующие развитию рынка строительных услуг, отразились на комплектовании и характере деятельности инженерного корпуса в строительстве. Повысились требования и ответственность технических руководителей всех уровней за результативность строительного производства. В связи с этим изменились также условия работы молодых специалистов, критерии оценки уровня их профессиональной подготовки и допустимая продолжительность адаптации на производстве.

Некоторые из перечисленных изменений в строительном комплексе прямо или косвенно коснулись деятельности высшей школы по подготовке инженерных кадров для строительства, способных работать в условиях динамично изменяющейся социально-экономической ситуации и инновационных методов развития производства.

Выполнить инновационную программу развития можно, если в ее реализацию включены специалисты высокого профессионального уровня и инновационного мышления. Именно таких специалистов могут подготовить технические университеты, которые по своему статусу призваны в процессе обучения формировать и воспитывать профессионала и творческую личность. Причем, все должно проходить не в абстрактной и замкнутой обстановке, а гармонично сочетаться с практикой инженерной деятельности в конкретной отрасли экономики с учетом перспектив развития.

В начале XXI века наш вуз был преобразован в Белорусский национальный технический университет (БНТУ). Это позитивно повлияло на статус вуза и престиж диплома о его окончании. В то же время потребовались новые подходы к методам и содержанию всех форм работы сотрудников и студентов, чтобы полученное в БНТУ образование соответствовало международным стандартам.

Коллектив строительного факультета адекватно скорректировал свою деятельность. При этом, усиливая гуманитарную, научную и общетехническую составляющие образования, характерные для технического университета, стремился не потерять традиционно высокий уровень инженерной подготовки.

Такой подход обусловлен следующими объективными причинами.

В связи с многофункциональной деятельностью строительной отрасли в ней используются достижения практически всех фундаментальных и прикладных наук. Банк строительных знаний стремительно возрастает; он накопил огромное количество информации. Объем научной и инженерно-технической информации, как свидетельствуют исследования, проведенные Российской академией архитектуры и строительных наук, удваивается каждые пять лет.

В этих условиях подготовка инженерных кадров для строительства методами и технологиями обучения, традиционными для предшествующего периода, становится не эффективной. Положение усложняется также тем, что развитие рыночных отношений усложняет профессиональную деятельность инженера-строителя. Молодой специалист часто не имеет времени и возможности для нормальной профессиональной адаптации и, как следствие, динамичного и перспективного карьерного роста.

Лавинообразное нарастание профессионально ориентированной информации, динамично изменяющаяся рыночная ситуация в экономике выдвигают сложные проблемы в подготовке инженера-строителя, соответственно реалиям дня сегодняшнего и на перспективу.

Правомерно считать, что одним из критериев качества подготовки специалистов может служить адаптация выпускников вуза профессиональной деятельности в различных формах проявления и в реальном масштабе времени.

С этой целью на строительном факультете были проведены исследования вопросов, связанных с указанной проблемой. Предварительные итоги проведенных исследований докладывались на профильных конференциях и семинарах. Материалы опубликованы [1, 2].

Отметим отдельные, и, на наш взгляд, наиболее существенные положения, которые иллюстрируют перспективность направлений и критериев оценки качества профессиональной подготовки студентов, принятых строительным факультетом БНТУ. Например, за период с 1998 по 2005 гг. число выпускников, покинувших место работы, предоставленное государственной комиссией по распределению молодых специалистов, не превышало 20%. С 2005 г. этот показатель снижается до 10%. Отмечается стабильный интерес выпускников к инженерной деятельности, что хорошо иллюстрируется структурой распределения на работу непосредственно в строительном производстве. Количество начавших работу, а в последствии ушедших из строительной отрасли невелико и устойчиво сокращается.

Исследовательская и практическая деятельность по совершенствованию учебно-воспитательного процесса, его научно-методического обеспечения, повышение педагогического мастерства и постоянные тесные контакты с предприятиями строительной отрасли приносят хорошие результаты. Об этом свидетельствует такой факт. В БНТУ 4 октября 2007 г. состоялась совместная коллегия Минстройархитектуры и Минобразования Беларуси. Такое мероприятие в практике Министерств с участием широкого круга заинтересованных специалистов прошло впервые. Коллегия была посвящена комплексу вопросов, связанных с обеспечением кадрами строительной отрасли в условиях инновационного развития экономики Республики. Работа, проводимая строительным факультетом БНТУ по повышению качества подготовки инженеров-строителей, получила положительную оценку не только руководства Минстройархитектуры РБ, но и представителей производства различного ранга, занятых непосредственно практической деятельностью в отрасли.

Предложение по включению в школьные программы дисциплины «Черчение» нашло свое отражение и, начиная с 2008 года в школах Республики Беларусь стали изучать эту важную для будущих инженеров дисциплину.

Многолетняя и результативная деятельность по подготовке инженеров для строительства открыла строительному факультету возможность продуктивного международного сотрудничества. В течение ряда лет осуществляется взаимодействие в рамках Ассоциации строительных вузов с вузами и факультетами СНГ. С 2002 г. факультет является членом ассоциации Европейских строительных факультетов. Все это позволяет изучать практику работы и отслеживать тенденции развития подготовки специалистов в вузах, имеющих различный академический статус и находящихся в разных социально-экономических условиях. Контакты с зарубежными коллегами способствуют не только совершенствованию учебного процесса и его научно-методического обеспечения, но и более прогрессивной оценки возникающих проблем. Поиску решений способствует опыт технических университетов, продолжительное время имеющих этот статус.

Комплекс упомянутых выше работ обеспечил строительному факультету право и возможность участвовать в разработке документов, регламентирующих подготовку инженерных кадров. Так, был подготовлен образовательный стандарт для самой массовой и востребованной специальности 1.70.02.01 «Промышленное и гражданское строительство». В феврале 2008, после обязательных процедур согласования, стандарт был утвержден Минобразования РБ. На основании стандарта, используя многолетний опыт подготовки инженеров специальности «Промышленное и гражданское строительство», факультет разработал типовой учебный план этой специальности. Типовой план в 2008 году утвержден Минобразования РБ и используется в регламентации учебного процесса.

При разработке типового учебного плана учитывались тенденции инновационного развития строительного комплекса и прогноз развития его в реально оцениваемой перспективе. Конкретно это воплотилось включением в план новых дисциплин, отражающих научные направления и инженерные знания по инновационной деятельности строительства.

В обязательный компонент дисциплин учебного плана включены: на 7-ом семестре «Основы управления интеллектуальной собственностью», на 9-ом семестре – «Основы научных исследований и инновационной деятельности».

Кроме этого, наведена реструктуризация часов, запланированных на циклы инженерных дисциплин потенциально ориентированных на преимущественное использование инновационных методов проектирования и производства строительной продукции. К ним отнесены циклы дисциплин организационно-технологических, конструкторского профиля, а также дисциплины, формирующие знание и навыки в области ЭВМ и компьютерных технологий.

При этом инновационная ориентация в обучении затрагивает не только период профессиональной подготовки, но и время изучения общенаучных и общетехнических дисциплин.

Рабочий учебный план, разработанный к началу 2008-2009 учебного года на основе типового и программы учебных дисциплин, скорректированные на основе инновационного подхода, реализуются в настоящее время. Завершив текущий учебный год, состоится подведение итогов работы по совершенствованию обучения студентов, включая инновационную составляющую.

Как в строительном комплексе инновационная программа рассматривается в контексте длительного использования, так и на факультете ориентируются на последовательную продолжительную деятельность в этом направлении.

### **Заключение**

1. Для подготовки высококвалифицированных инженерных кадров необходимы постоянные деловые контакты с руководящими структурами и производственными предприятиями строительного комплекса.

2. Учебная и научно-методическая документация, регламентирующая процесс подготовки специалистов, должна разрабатываться и корректироваться синхронно с инновационным развитием строительной отрасли.

3. Для совершенствования подготовки инженеров в техническом университете продуктивным является использование не только опыта вузов Республики Беларусь, но и зарубежных, имеющих равный статус и многолетнюю деятельность в сфере образования и науки.

### **Список цитированных источников**

1. Голубев, Н.М. и др. Некоторые проблемы повышения качества профессиональной подготовки инженеров-строителей в техническом университете // МНМС интеграция учебного процесса в технических университетах с инновационной деятельностью предприятий: сб. докл. МНМС. – Мн.: БНТУ, 2008.

2. Зверев, В.Ф. и др. Инновационная деятельность в строительном комплексе на основе интеграции образования и производств // МНТК «Управление инновационной деятельностью в образовании и производстве»: сб. – Мн.: БНТУ, 2008.

УДК 37:001.12/18

## **ПРОГРАММНО-ЦЕЛЕВОЙ ПОДХОД К РАЗВИТИЮ СТРОИТЕЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ В ГрГУ им. Я. КУПАЛЫ**

**Ровба Е.А., Барсуков В.Г., Волик А.Р.**

Проблема подготовки кадров в области архитектуры и строительства приобрела в последнее время заметную актуальность в связи со значительным ростом объемов жилищного строительства. Причем возникшая потребность будет в ближайшей перспективе только нарастать, что обусловлено грандиозными планами, поставленными перед строительной отраслью.

Из всех областей Беларуси в наиболее сложной ситуации оказалась Гродненская, поскольку она единственная в республике не имеет собственного источника инженерных кадров для стройиндустрии. Традиционные механизмы обеспечения предприятий и организаций путем распределения выпускников вузов из других регионов применительно к Гродненской области оказались недостаточными в силу ряда причин, главной из которых является строительный бум в г. Минске и других городах Беларуси, вызвавший рост собственных потребностей в инженерных кадрах. Многолетний опыт показывает, что в строительной отрасли заявки организаций Гродненщины на распределение молодых специалистов удовлетворяются не более, чем на 40%. Все это отрицательно сказывается на возможностях инновационного развития региона, поскольку перегруженность имеющихся кадров не позволяет в полной мере заниматься внедрением новых разработок, а эпизодически приезжающие из других регионов исследователи не могут комплексно решать проблемы инновационного развития предприятий стройиндустрии региона.

Опыт других областей Беларуси, а также стран ближнего и дальнего зарубежья показывает, что по наиболее массовым специальностям должна быть налажена подготовка кадров на местах. Красноречивым подтверждением этому яв-

ляется развитие сельскохозяйственного производства в Гродненской области, где во многом благодаря наличию кузницы кадров и источника научных разработок – Гродненского государственного аграрного университета – область стала безусловным лидером в республике по растениеводству и животноводству.

Отсутствие технического вузов не может стать препятствием для развития технического образования, поскольку мировой опыт свидетельствует о высокой эффективности многопрофильных университетов, в которых успешно сочетается подготовка по широкому спектру разнопрофильных специальностей. В частности, такие университеты широко распространены в Германии, Финляндии, Швеции, Турции и многих других странах. Элементы многопрофильности наблюдаются и в ряде технических университетов Беларуси, в которых наряду с техническими специальностями начата подготовка по экономическим (Белорусский национальный технический университет, Белорусский государственный технологический университет, Гомельский государственный технический университет им. П.О.Сухого, Брестский государственный технический университет и др.), юридическим или другим гуманитарным специальностям (Полоцкий государственный университет, Белорусский национальный технический университет - специальность «Таможенное дело» и др.). Необходимо учитывать, что в Гродно имелся значительный кадровый, методический и материально-технический задел в виде профильного инженерно-физического факультета, на котором работали 12 докторов и 39 кандидатов наук, и ряда входящих в состав университета колледжей (Гродненского технологического, Лидского технического), лабораторная база которых позволяла после определенного доукомплектования осуществлять учебный процесс по программам не только среднего, но и высшего образования. К тому же имелся многолетний опыт совместной с Полоцким государственным университетом и Брестским государственным техническим университетом подготовки инженеров по специальностям «Промышленное и гражданское строительство» и «Теплогазоснабжение, вентиляция и охрана воздушного бассейна» по заочной форме обучения.

В соответствии с поручением Гродненского облисполкома (которое было принято после основательной проработки нескольких альтернативных вариантов) на основании разрешения Министерства образования Республики Беларусь в Гродненском государственном университете имени Янки Купалы были развернуты работы по развитию подготовки специалистов для строительной и транспортной отраслей. С 2006 года начат набор на дневную форму обучения по специальностям «Промышленное и гражданское строительство» и «Техническая эксплуатация автомобилей». С 2008 г. осуществляется набор на предложению БНТУ специальность "Производство строительных изделий и конструкций" по специализации «Производство стеновых, отделочных и изоляционных материалов».

В области среднего специального образования в колледжах университета также велись соответствующие работы. С 2007 года в Лидском колледже возобновлена подготовка техников-строителей по специальности «Промышленное и гражданское строительство», а Технологический колледж начал набор на специальность «Теплогазоснабжение, вентиляция и охрана воздушного бассейна», «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов».

Работы по подготовке к открытию специальностей имеют системный характер. В ГрГУ им. Я. Купалы в 2006 г. разработана и принята после последовательного рассмотрения на заседаниях совета факультета и совета университета "Комплексная программа развития высшего и среднего специального образова-

ния в области техники и технологии, архитектуры и строительства), предусматривающая поэтапное кадровое, материально-техническое, информационное и методическое обеспечение процессов подготовки специалистов по остродефицитным в регионе специальностям на период до 1011 г. В марте 2007 г. в Гродненском облисполкоме под руководством заместителя председателя облисполкома при участии представителей предприятий и организаций области проведение совещание по ее рассмотрению.

В рамках реализации "Программы" и решения совещания университету передан семизэтажный административно-производственный корпус Гродненского завода автомобильных агрегатов, в котором удачно сочетаются помещения, необходимые для создания поточных и групповых аудиторий, учебных и научных лабораторий, испытательного цеха и вспомогательных подразделений. Полная площадь корпуса – 5280 м<sup>2</sup>, основная – 3742 м<sup>2</sup>. Выполнены работы по его ремонту, оснащению мебелью, оргтехникой, учебным и научным оборудованием с целью преобразования в учебно-лабораторный корпус для вновь открытых специальностей. 11 февраля 2008 г. в корпусе начался учебный процесс. В настоящее время в нем расположены деканат, кафедры: «Строительное материаловедение», «Строительное производство», «Техническая механика»; учебные и научные лаборатории, испытательно-лабораторный цех. В дальнейшем планируется разместить в корпусе новые кафедры и лаборатории, потребность в которых возникает по мере освоения студентами учебного плана и перехода к изучению новых дисциплин.

Для обеспечения качества учебного процесса первостепенное внимание уделяется вопросам создания современной материально-технической базы. Представителями ГрГУ им. Я.Купалы был изучен опыт многих университетов Беларуси, России, Польши и Германии, который был использован при составлении и реализации заявок на закупку приборов и оборудования.

Наличие помещений и современной материальной базы является необходимым, но далеко не достаточным условием качественной подготовки студентов. Без высококвалифицированных кадров профессорско-преподавательского состава достичь хороших результатов сложно. Для преподавания специальных дисциплин приглашены на работу: к.т.н. Волик А.Р., к.т.н. Черкас Л.А., к.т.н. Скрипник В.П., к.т.н. Старовойтов С.А., к.т.н. Сафончик Д.И., д.т.н. Опекунов В.В., к.т.н. Астафьев Я.В., а также ряд выпускников аспирантуры и молодых специалистов. Университет предоставил им в установленном порядке общежитие квартирного типа, оказывает содействие во внеочередном строительстве собственного жилья. Для повышения квалификации молодые специалисты направлены в целевую аспирантуру Брестского государственного технического университета. В сочетании с имевшимися в университете докторами и кандидатами наук был создан необходимый кадровый потенциал.

Разработана и успешно реализуется программа поэтапной закупки приборов и оборудования, литературы, оргтехники, оснащения лабораторий. Огромную помощь и поддержку оказал в этом деле Гродненский облисполком, выделивший на развитие материальной базы только в последние два года свыше 1.6 млрд. руб. Не оказались в стороне и предприятия стройиндустрии, оказавшие содействие в создании лабораторной базы. Осуществлена модернизация 3-х поточных лекционных аудиторий с установкой стационарного мультимедийного оборудования, оснащены компьютерные классы и учебно-методический кабинет.

Произведена реорганизация университета с выделением факультета строительства и транспорта в качестве отдельного структурного подразделения.

Первый, наиболее сложный, этап становления специальностей прошел успешно. Об этом свидетельствуют не только кадровый потенциал и материальная база, но также и результаты контрольных срезов знаний, полученные Департаментом контроля качества образования в ходе аккредитации специальности.

В настоящий момент ведется интенсивная работа по дооснащению кафедр и лабораторий для организации учебного процесса на старших курсах применительно к дисциплинам старших курсов. Достигнуты договоренности с ОАО "СМТ № 30", ОАО "Гродножилстрой", РСП "Энергостройремонт", ОУПП «Институт Гродногражданпроект» об использовании их базы и кадров для организации учебного процесса при проведении практик, а также лабораторных работ для студентов, обучающихся по строительным специальностям. При этом учитывали богатый опыт аналогичного сотрудничества с предприятиями машиностроения, в частности, с ОАО «БЕЛКАРД», в части создания совместных подразделений, выполнения совместных исследований и разработок, подготовки кадров высшей научной квалификации для нужд производства, патентной защиты новых технических решений.

Привлечение потенциала предприятий позволяет значительно снизить издержки на создание и обновление материальной базы, повысить эффективность ее использования. Совместные учебно-научно-производственные центры с предприятиями и организациями одновременно обеспечивают приближение учебного процесса к производству, создают возможность привлечения высококвалифицированных специалистов от производства к руководству курсовым и дипломным проектированием, более полной увязки тематики курсовых и дипломных проектов с проблематикой предприятий.

Постоянная финансовая и организационная поддержка со стороны Гродненского областного исполнительного комитета и активное участие предприятий региона вселяют уверенность и надежду на то, что процесс становления новых инженерных специальностей в университете пройдет успешно.

#### Список цитированных источников

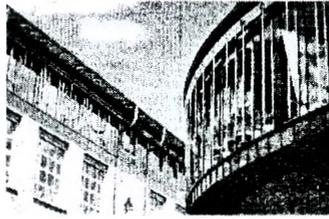
1. Барсуков, В., Волик, А. Гродненский университет начал подготовку инженеро-строителей // Строительство и архитектура, – № 6, 2008. – с. 64–66.

## EUROPÄISCHE BACHELOR- UND MASTERSTUDIENGÄNGE AM BEISPIEL DES BAUINGENIEURSTUDIUMS AN DER HOCHSCHULE BIBERACH

Prof. Dr. Hans-G. Riediger

Liebe Kolleginnen und Kollegen aus den Hochschulen und der Baupraxis Weißrusslands, die zunehmende Zusammenarbeit über Landesgrenzen hinweg hat auch uns hier auf dieser internationalen wissenschaftlichen Tagung in Brest zusammen geführt. Eine erfolgreiche Zusammenarbeit erfordert jedoch bestimmte Voraussetzungen. Um solche Voraussetzungen auf dem Gebiet der Hochschulausbildung sowie der gegenseitigen Anerkennung von Hochschulabschlüssen zu verbessern, beschlossen die Bildungsminister der Europäischen Union 1999 in Bologna die Einführung eines einheitlichen Systems gestufter Hochschulabschlüsse bis 2010.

An der Hochschule Biberach (HBC) wurde dieser Beschluss bereits bis zum Jahre 2006 für alle Studiengänge umgesetzt.



**Abb 1:** Hochschule Biberach: Gebäude mit Bibliothek und Auditorium Maximum

### **Ziele für das neue Studiensystem:**

Grundsätzliche Rahmenziele waren bereits durch die Bologna-Konferenz 1999 formuliert worden. Bei der nationalen Umsetzung in den EU-Mitgliedsstaaten können diese innerhalb der Rahmenvorgaben eigene Ausprägungsdetails bestimmen. Da in der föderalistischen Bundesrepublik Deutschland die gesetzgeberische Kompetenz auf dem Gebiet der Bildung bei den einzelnen Bundesländern liegt, gibt es auch noch von Bundesland zu Bundesland gewisse Detailunterschiede.

Für das Bundesland Baden-Württemberg galten im Wesentlichen folgende Ziele:

1. Durch die Einführung des vereinheitlichten europäischen Systems, dessen Abschlussgrade wie insbesondere Bachelor und Master überdies auch in anderen Ländern der Welt verwendet werden, sollen die Voraussetzungen für eine gegenseitige Anerkennung von Hochschulabschlüssen verbessert werden.

2. In diesem Zusammenhang ist zu erreichen, dass Arbeitgeber in Wirtschaft und Wissenschaft das mit den Studienabschlüssen erreichte Wissen und Können von Bewerbern aus anderen Ländern von vornherein besser beurteilen können.

3. Gleichzeitig sollen die Bedingungen für die internationale Kooperation zwischen den Hochschulen verbessert werden. Unter anderem soll es einfacher werden, dass Studiensemester im Ausland an der „Heimathochschule“ klar bewertet und anerkannt werden können.

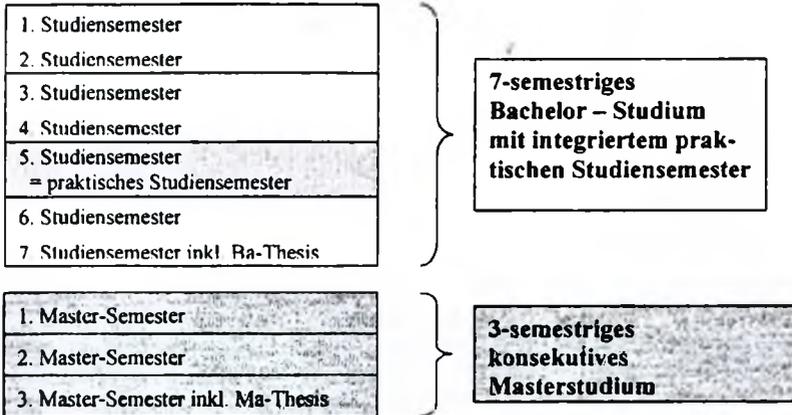
4. Die Reform des deutschen Studiensystems ist zu nutzen, um eine Überprüfung der Studieninhalte und eine Verkürzung der Studienzeit bei voller Sicherung der Berufsbefähigung der Absolventen durchzusetzen. Dafür gibt es konkrete Vorgaben für die Regelstudienzeiten und für maximale Präsenzzeiten der Lehrveranstaltungen innerhalb des aus Präsenz- und Eigenstudienzeiten geplanten Studienzeitaufwandes der Studierenden.

5. Die Qualitätssicherung soll für alle Studienprozesse weiter verbessert werden. Das Landeshochschulgesetz von Baden-Württemberg aus dem Jahr 2005 enthält dazu unter anderem Vorgaben zur Evaluation von Lehrveranstaltungen durch die Hochschulen selbst. Außerdem wird die bisher ausschließlich durch das zuständige Landesministerium erfolgende staatliche Anerkennung von Studiengängen einzelner Hochschulen durch das zwingende Erfordernis einer Akkreditierung durch nichtstaatliche, aber international anerkannte Agenturen ergänzt.

### **Die Struktur der neuen Bauingenieurausbildung in Biberach:**

Bereits seit Anfang der 90er Jahre gibt es in Biberach neben dem klassischen Studiengang „Bauingenieurwesen“ einen zweiten Studiengang „Projektmanagement / Bauingenieurwesen“. In diesem zweiten Studiengang werden weniger konstruktiv-planerische Fähigkeiten, aber dafür umfangreichere Fähigkeiten auf den Gebieten Organisation und Projektarbeit sowie Wirtschaft und Recht vermittelt. Die Absolventen beider Studiengänge erhielten bislang den Abschlussgrad „Dipl.-Ing. (FH)“ = Diplom-Ingenieur einer Fachhochschule.

Unter Einbeziehung der bisherigen umfangreichen Erfahrungen bei der durch die Baupraxis und den Absolventen selbst als „sehr erfolgreich“ bewerteten Ausbildung von Diplomingenieuren wurden seit 2003/2004 für beide Diplomstudiengänge nunmehr jeweils die neuen Bachelor- und Masterstudiengänge konzipiert. Die Abb. 2 zeigt die inzwischen vollständig realisierte neue Studienstruktur.



**Abb. 2:** Struktur des gestuften Bachelor- und Masterstudiums an der Fakultät Bauingenieurwesen und Projektmanagement der HBC

Das Bachelorstudium umfasst 7 Semester mit einem integrierten Ingenieurpraktikum. Es ist in 3 Studienabschnitte untergliedert.

Das 3-semestriges Masterstudium baut darauf konsekutiv auf.

Das gesamte Studium ist außerdem modular aufgebaut. Ein Modul umfasst Lehrveranstaltungen, die thematisch zusammen gehören und innerhalb eines oder maximal innerhalb von 2 aufeinander folgenden Semestern zu absolvieren sind. Die Modulgröße beträgt in unseren Studiengängen 4 bis 10 Credit Points (CP) gemäß ECTS.<sup>1</sup> 1 CP repräsentiert eine studentische Arbeitsleistung (engl.: „Workload“) von 30 Stunden. Als Arbeitsleistung zählt die Präsenzzeit in Lehrveranstaltungen + Eigenstudienzeit + Zeit für spezielle Prüfungsvorbereitung und Prüfungen. 1 Semester umfasst 30 CP=900 Stunden. Im gesamten Studienjahr wird somit mit 1.800 Stunden = 45 Wochen a’ 40 Stunden je Woche geplant.

Jedes Modul bzw. sogar jede Lehrveranstaltung eines Moduls wird für die Studierenden hinsichtlich Arbeitsumfang, Studienzielen, Studieninhalten, Voraussetzungen, zu verwendender Literatur usw. ausführlich beschrieben. (Siehe Abb. 3) Alle Modulbeschreibungen sind in einem Modulhandbuch des Studienganges zusammengefasst und in der Homepage der HBC frei zugänglich.<sup>2</sup>

Modul: Lehrveranstaltung:	Baubetrieb Baubetrieb	Modulnummer: LV-Nr.:	12A 12A.2
Semester:	B 4	Präsenzzeit (SWS, h): Eigenstudium (h): *) work- load (h):	2, 30 90 120 credit points: 4

<sup>1</sup> Siehe „Das europäische System zur Anrechnung, Übertragung und Akkumulierung von Studienleistungen (ECTS): Kernpunkte vom 15. Juli 2004 (Link z.B.: <http://www.hrk-holona.de/>)

<sup>2</sup> Link zum Modulhandbuch des Bachelorstudienganges Bauingenieurwesen: <http://www.hochschule-biberach.de/sections/studium/bauingenieurwesen/bachelor3197/studieninhalte>

### Gliederung eines Moduls

- Modulverantwortliche:
- Dozent (in):
- Zuordnung zum Curriculum:
- Lehrform:
- Voraussetzungen:
- Lernziele / Kompetenzen:
- Inhalt:
- Hinweis:
- Prüfungsvorleistung:
- Prüfungsleistung:
- Turnus:
- Status:
- Medienform:
- Literatur:
- Letzte Änderung:

### **Abb. 3: Kopf (Beispiel) + Gliederung einer Modulbeschreibung**

Der Bachelor Bauingenieurwesen ist bereits ein beruufsbefähigender Abschluss. An der Hochschule Biberach (HBC) wie auch an den anderen Hochschulen des Typs Fachhochschulen (FH) in Baden-Württemberg haben die Bachelorabsolventen des Bauingenieurstudiums die völlig analogen Fähigkeiten wie früher die Diplomabsolventen. Neu ist in diesen Hochschulen das weiterführende Studienangebot zum Master. Der Masterabschluss ist vergleichbar mit dem früheren Diplom an den universitären Hochschulen. An den Hochschulen des Typs „FH“ werden nur die Bachelorabsolventen mit sehr guten oder guten Studienleistungen zum Masterstudium zugelassen. Bei entsprechender Eignung werden auch Bachelor zum Masterstudium zugelassen, die nicht sofort nach dem Bachelorabschluss weiterstudieren wollten, sondern zunächst einige Zeit Berufserfahrung erworben haben.

### **Einige Details zum Bachelorstudium Bauingenieurwesen:**<sup>3</sup>

Voraussetzung zur Zulassung zum Studium ist neben der in vorhergehenden Bildungsebenen zu erwerbenden „Hochschulreife“ auch eine Berufsausbildung in einem Bauberuf oder ein mindestens 13-wöchiges Praktikum auf Baustellen.

Im 1. und 2. Studienabschnitt –d.h., vom 1. bis zum 5. Studiensemester– absolvieren alle Studierende einheitlich die in einer Studien- und Prüfungsordnung (SPO) festgelegten Pflichtlehrveranstaltungen. Lediglich im 2. Studienabschnitt gibt es schon geringe Aus- bzw. Abwahlmöglichkeiten im Hinblick auf die im 3. Studiensemester erfolgende Spezialisierung. Am Ende des 2. Studienabschnittes (= im 5. Studiensemester) ist eine ingenieurpraktische Projektphase kombiniert mit wenigen Lehrveranstaltungen eingeordnet. Die Projektphase (= Praktikum) umfasst 95 Präsenstage, in denen die Studierenden zum Beispiel in Ingenieurbüros oder in Bauverwaltungen oder in Bauunternehmungen in die Bearbeitung laufender Projekte bzw. Aufträge mit einbezogen werden. Durch verschiedene Betreuungsaktivitäten der Hochschule wird dabei eine gute Wirksamkeit für den Studienfortschritt gewährleistet.

Der 3. Studienabschnitt dient dem vertieften Studium und bietet dem/der Studierenden viele **individuelle Wahlmöglichkeiten**:

**Erstens** kann er/sie zwischen 2 Vertiefungsschwerpunkten wählen: Zwischen „Konstruktiven Ingenieurbau“ (KIB) und „Umwelt, Verkehr, Wasser“ (UVW).

<sup>3</sup> Link zur Studien- und Prüfungsordnung Bachelor Bauingenieurwesen: [http://www.hochschule-biberach.de/sections/studium/bauingenieurwesen/bachelor3197/copy\\_of\\_studien-und-pruefungsordnung](http://www.hochschule-biberach.de/sections/studium/bauingenieurwesen/bachelor3197/copy_of_studien-und-pruefungsordnung)

Zweitens kann er/sie innerhalb des Vertiefungsschwerpunktes aus 5 Vertiefungsfächern in beliebiger Kombination 4 Vertiefungsfächer auswählen. Jedes Vertiefungsfach stellt im Modulsystem ein Modul mit 8 CP dar.

Drittens muss er/sie aus einem größeren Angebot von baufachlichen Spezialvorlesungen jeweils kleineren Umfangs eine bestimmte Mindestanzahl auswählen.

In das 7. Studiensemester ist die Anfertigung der Bachelor-Thesis integriert. Viele Themen dieser Arbeiten basieren auf Vorschlägen von Ingenieurbüros, Bauverwaltungen oder Bauunternehmungen. Diese Themenvorschläge werden gegebenenfalls vom betreuenden Professor um weitere wissenschaftliche Aspekte ergänzt. Eine Reihe von Themen resultiert auch aus den an den Instituten der Hochschule Biberach bearbeiteten Forschungsaufträgen. Jede Bachelorabschlussarbeit muss vom angehenden Absolventen abschließend in einem Kolloquium vorgestellt werden.

#### **Einige Details zum Masterstudiengang Bauingenieurwesen:<sup>4</sup>**

Unser Masterstudium verfolgt insbesondere folgende Bildungsziele:

- Erweiterung der bereits im Bachelorstudium vermittelten Fähigkeiten zur wissenschaftlichen Arbeitsmethodik.
- Befähigung zur verantwortlichen Bearbeitung sehr komplexer Problemstellungen.
- Vervollkommnung der bereits im Bachelorstudium vermittelten Fähigkeiten zur Führung von Teams. Vermittlung zusätzlicher Grundkenntnisse für Führungsaufgaben in Büros bzw. Unternehmen oder Institutionen.
- Vermittlung weiterer baufachlicher Spezialkenntnisse, die über den bereits im Bachelorstudium vermittelten Umfang deutlich hinaus gehen.

Die betont wissenschaftlich fundierte Masterausbildung wird aber zugleich sehr praxisbezogen ausgerichtet. Dies erreichen wir unter anderem dadurch, dass die Vermittlung von theoretischem Wissen mit der Bearbeitung von Praxisprojekten verbunden wird. Solch ein Projekt war beispielsweise der Umbau eines ehemaligen Militärflughafens zu einem Zivilflughafen in der Nähe der Stadt Memmingen unweit von Biberach.

Das dritte Mastersemester ist zum großen Teil für die Anfertigung der Masterthesis vorgesehen. Auch hierfür resultieren die Themenstellungen unmittelbar aus der Baupraxis oder der Bauforschung. Auch die Masterarbeit muss abschließend in einem Kolloquium vorgestellt werden.

#### **Schlussfolgerungen aus der Einführung europäisch einheitlich gestufter Bachelor- und Masterstudiengänge an der Fakultät Bauingenieurwesen und Projektmanagement der HBC:**

Die seit dem Beginn der Einführung im WS 05/06 gesammelten Erfahrungen lassen sich wie folgt zusammen fassen:

1. Die Vorgaben zur Umstellung waren zugleich Anlass zur intensiven Analyse der bisherigen Studieninhalte und Studienprozesse. Ganz grundsätzlich ist damit eine Modernisierung des Studiums gefördert worden.

2. Die Vorgaben zur Modularisierung mit der damit verbundenen Planung und Abstimmung von Inhalten und Arbeitsumfängen nach Präsenz- und Eigenstudienanteilen der Studierenden hat auch zu einer verbesserten Abstimmung zwischen den Lehrenden geführt.

3. Durch Modularisierung, verfeinerte lehrgebietsübergreifende Abstimmungen und durch didaktische Weiterentwicklungen kann trotz Verkürzung der Regelstudien-

<sup>4</sup> Link zur Studien- und Prüfungsordnung Masterstudium Bauingenieurwesen: [http://www.hochschule-biberach.de/sections/studium/bauingenieurwesen/inaster4030/studienablauf/copy\\_of\\_studien-und-pruefungsordnung](http://www.hochschule-biberach.de/sections/studium/bauingenieurwesen/inaster4030/studienablauf/copy_of_studien-und-pruefungsordnung)

zeit von 8 auf 7 Semester die Berufsbefähigung der Bachelorabsolventen wie bei den bisherigen Dipl.-Ing. (FH)-Absolventen gesichert und hinsichtlich von Schlüsselqualifikationen wie der Teamfähigkeit sogar verbessert werden.

4. Die Absolventen erhalten nun international vereinheitlichte und um das Diploma Supplement erweiterte Studienabschlusssdokumente. Dadurch kann Studienumfang und –inhalt von Arbeitgebern im In- und Ausland besser beurteilt werden.

5. Da die Module von jeder Hochschule individuell festgelegt werden, bietet die Modularisierung für eine gegenseitige Anerkennung von Studienleistungen beim Studierendenaustausch nicht im erhofften Umfang eine Verbesserung.

6. Da insbesondere die Ausgestaltung der Bachelorstudiengänge zum Beispiel hinsichtlich der Regelstudienzeit von Fachrichtung zu Fachrichtung (z.B. Architektur und Bauingenieurwesen), aber sogar innerhalb einer Fachrichtung in verschiedenen Ländern der Welt oder auch schon in den verschiedenen Bundesländern der BRD unterschiedlich erfolgte, hat allein die internationale Vereinheitlichung der Bezeichnungen von Studienabschlüssen nicht zu einer besseren Übersichtlichkeit der Studienabschlüsse geführt.

Die wichtigste Schlussfolgerung liebe Kolleginnen und Kollegen ist aber wohl diese:

Wir Hochschulen haben eine besondere Verantwortung für die Ausbildung eines kompetenten, auf die Herausforderungen der globalisierten Zukunft gut vorbereiteten Bauingenieurwachstums. Dieser Verantwortung können wir besser gerecht werden, wenn wir unsere internationalen Kooperationsaktivitäten weiter pflegen und ausbauen.

УДК 378:624.04

## **ИННОВАЦИОННО-ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ В ВУЗЕ: ЭЛЕМЕНТЫ ОПЕРЕЖАЮЩЕГО МЕТОДА ОБУЧЕНИЯ И САМОСТОЯТЕЛЬНАЯ РАБОТА СТУДЕНТОВ**

**Сидоренко Ю.В.**

Новые подходы в системе высшего образования делают акцент как на применение современных инновационно-образовательных форм, так и на самостоятельную работу студентов, то есть выводят на первый план, в частности, элементы опережающего метода обучения, развивающего у студентов способность к самообучению. Элементы данного метода применяются в образовательном процессе по дисциплинам “Материаловедение”, “Региональное применение строительных материалов”, “Новые строительные материалы при реконструкции” для студентов СГАСУ специальностей ПГС – 290300 и ГСХ – 290500.

В рамках изучения новой темы студентам учебной группы, распределенным по рабочим коллективам, за неделю до отчетного занятия представляются темы (вопросы) для самостоятельного рассмотрения и список справочной литературы. В ходе подготовки к занятию каждый рабочий коллектив студентов проводит поиск и обработку информации по рассматриваемой тематике, по результатам работы составляет презентацию в Ms. PowerPoint и краткое сообщение. В данном виде учебной работы роль преподавателя заключается в организации и координировании познавательной и исследовательской деятельности студентов. На отчетном занятии студенты представляют тему, сопровождая 5-7-минутное выступление презентацией, демонстрацией наглядных схем, диаграмм, рисун-

ков. Студенты в учебной группе во время презентации кратко конспектируют излагаемый докладчиками материал. Затем происходит обсуждение, ответы на вопросы студентов, а также дополнительные информационные комментарии и пояснения преподавателя по рассматриваемым вопросам. В конце занятия подводятся итоги.

Подобный вид учебной деятельности на занятиях под руководством преподавателя активизирует студентов и является одним из эффективных направлений в современном образовательном процессе. Главной составляющей для студентов является возможность попробовать свои силы при решении востребованной задачи по схеме: «постановка задачи - самостоятельный научный поиск информации - обобщение и оценка получаемого результата». Важность внедрения элементов опережающего метода обучения в образовательный процесс заключается в том, что происходит ориентация студентов от пассивного восприятия учебного материала к развитию их самостоятельности в обучении, что в свою очередь позволяет расширить теоретические познания, приучает к анализу технической литературы, упрочняет навыки систематизации данных, изложения материала в четкой, логической последовательности; выступление с презентациями на занятиях развивает у студентов культуру общения и речи, приучает аргументированно обмениваться мнениями в ходе дискуссии.

Данный вид учебной деятельности способствует приобретению опыта планирования, организации и выполнения подобного вида работы на перспективу (курсовые и дипломные проекты, магистерские и кандидатские диссертации), что, в конечном итоге, способствует повышению уровня образованности будущих дипломированных специалистов.

Применение элементов опережающего метода обучения положительно зарекомендовало себя в рамках организации самостоятельной студенческой работы. В течение последних лет проблема организации самостоятельной работы студентов привлекает пристальное внимание педагогов, психологов, методистов. Однако при всей широте исследований данная проблема остается в недостаточной степени разработанной относительно сложившейся современной парадигмы образования и требует дальнейшего исследования. Это обусловлено тем, что учебный процесс в вузе должен быть подчинен не столько задаче информационного насыщения, сколько формированию продуктивного мышления, развитию интеллектуального потенциала личности, становлению способов логического анализа и всесторонней обработки потребляемой информации, творческому конструированию.

Самостоятельная работа направлена на формирование навыков учебного труда и исследовательской работы студентов и выполняется параллельно с основными аудиторными занятиями.

В частности, среди разнообразия видов самостоятельной работы по дисциплинам строительно-материаловедческого профиля можно рекомендовать следующие:

- анализ литературных источников по определенной теме изучаемых дисциплин (реферативная форма).

Тематика подобных работ охватывает широкий спектр вопросов, например, проблемы регионального рынка строительных материалов, оценка местной сырьевой базы, вовлечение промышленных и природных местных отходов в практику производства стройматериалов, современные декоративные, тепло-

изоляционные, кровельные материалы, сухие смеси, смешанные вяжущие, пути экономии строительных материалов и т.д.;

- привлечение студентов к выполнению научно-исследовательских работ и проектов (включая гранты и т.п.).

Некоторые студенты работают над темами, выходящими за рамки учебной программы, которые требуют самостоятельного творческого осмысления; исследовательские работы с привлечением знаний из области математики, химии, физики, компьютерных технологий, иностранных языков должны способствовать стимулированию и мотивации деятельности студентов. Научно-практические результаты подобных работ представляются ими на студенческих конференциях и конкурсах;

- использование ресурсов Internet, специализированных CD-дисков и прочих программных продуктов для изучения регионального рынка строительных материалов с оформлением отчетов о выполненных исследованиях.

Заключительным этапом самостоятельной работы является ее представление на практическом занятии или конференции с обсуждением полученных результатов и их оценкой.

Преподаватель должен контролировать студентов в самостоятельности подготовки и изложения материалов, технической грамотности и терминологии.

При рекомендации видов работы необходимо учитывать степень развитости самоконтроля в учении, работоспособность, уровень подготовленности студентов к поисковой, самостоятельной практической и исследовательской деятельности.

УДК 37(063)

## **КАЧЕСТВЕННОЕ ХИМИЧЕСКОЕ ОБРАЗОВАНИЕ КАК СОСТАВЛЯЮЩАЯ ЧАСТЬ ПОДГОТОВКИ ПРОФЕССИОНАЛОВ ВЫСОКОГО УРОВНЯ**

**Опекунов В.В., Минюк Г.Е.**

Генеральная ассамблея ООН в 2002 г. объявила 2005–2014 гг. «Десятилетием ООН по образованию для устойчивого развития», основная цель которого – укрепление центральной роли образования в содействии переходу к устойчивому развитию, повышение качества подготовки специалистов.

Логическим продолжением целого ряда международных инициатив стала разработка «Стратегии Европейской экономической комиссии Организации Объединенных Наций (ООН) для образования в интересах устойчивого развития (ОУР)», принятой в марте 2005 г. Вильнюсе.

На шестой конференции министров региона ЕЭК ООН «Окружающая среда для Европы» (Сербия, Белград, октябрь 2007 г.), принято специальное Заявление по ОУР.

Генеральная конференция ЮНЕСКО в рамках Совещания министров за круглым столом по вопросам образования и экономического развития (Париж, октябрь 2007 года) приняла заявление министров образования 96 стран в отношении образования и устойчивого развития.

Образование для устойчивого развития общества (Education for Sustainable Development) – новая образовательная парадигма XXI века – процесс прогнози-

рования и формирования «созидательных» человеческих качеств (знаний, профессиональных умений и навыков, компетентностей и прочее), обеспечивающий адекватное повышение качества жизни в пределах естественной емкости природных экосистем.

Термин «Sustainable Development» появился в биоэкологии и был переведен впоследствии как «устойчивое развитие» (другие варианты перевода - «самоподдерживаемость», «жизнестойкое развитие»).

Первоначально собственно экологическое образование (ЭО) выступало в качестве основной предпосылки устойчивого развития. Однако ЭО в том виде, как оно было, не достигло своих целей. По мнению многочисленных экспертов, основная причина такой ситуации – переоценка роли экологических знаний. Вместе с тем экологическое образование сыграло роль стартового механизма в развитии глобальных идей образования в интересах устойчивого развития.

В современном развитом гражданском обществе система образования – социальный институт, способный выступить интегрирующей общественной силой, которая в полной мере будет способствовать интегрированию принципов устойчивого развития в нашу повседневную жизнь.

Образование для устойчивого развития (ОУР) представляет собой межпредметную (междисциплинарную) «область знаний, включающую в себя как неотъемлемый элемент процессы обучения, воспитания, саморазвития, самореализации, ориентированные на формирование критически мыслящих, духовно состоятельных, социально активных граждан с высокой степенью выживаемости» [1].

Методологической основой системы ОУР является междисциплинарный подход к разработке учебных планов и программ, включающий обучение способам (методам, приемам) принятия решений, учитывающих их кратковременные и долгосрочные последствия (эффекты последствий) для ноо- и биосферы в целом.

Первая международная конференция по химическому образованию и устойчивому развитию, организованная в Российском химико-технологическом университете им. Д.И. Менделеева (Москва, октябрь 2000 г.), определила приоритеты в данном направлении: химическое образование инженеров и технический прогресс; химическое образование инженеров и проблемы окружающей среды; химическое образование инженеров и здоровье человека.

В полной мере эти приоритеты относятся и к химической компоненте подготовки инженеров-строителей, начатой в нашем университете в 2007 г.

Неизбежная перестройка образования в соответствии с идеями ОУР предполагает внесение принципиальных изменений в содержательную и организационную базу образовательного процесса.

Перегруженность учебных планов подготовки специалистов, разделение дисциплин учебного плана на блоки (естественнонаучные, специальные, дисциплины специализаций и т.п.) привели к жесткой регламентации соответствующих программ обучения в рамках одного направления – «своего предмета».

В частности, дисциплины естественнонаучного блока, как правило, отстают от потребностей специальных дисциплин, замыкаясь в своих традиционных схемах содержания обучения.

Эта беспокоящая особенность характерна и для химии – одной из важнейших дисциплин естественнонаучного блока учебного плана подготовки инженеров-строителей.

Прорыв возможен при активном обсуждении как самой идеи ОУР, так и практических наработок в области ее реализации заинтересованными субъектами с высокой квалификацией. Объектом рассмотрения возможных практических шагов в направлении разработки идей ОУР является проблема создания междисциплинарных компетенций при подготовке инженеров-строителей.

Экологическая ситуация и качество среды обитания живых организмов продолжают стремительно ухудшаться. Как правило, стратегия неагрессивного выживания коррелирует со стратегией эволюционного социально-экономического и интеллектуального развития. При этом роль инженеров становится все более важной, поскольку прогрессивные строительные технологии, ориентированные на улучшение качества жизни и сохранение среды долговременного обитания, являются реальными шагами в обеспечении перехода к нормальному эволюционному развитию с неизбежным замедлением темпов развития, т.е. практически к некоторой ожидаемой стабилизации, например, технического и экономического развития. Этот процесс практически будет сопровождаться уменьшением «градиентов развития» по многим параметрам и постепенным выравниванием уровня жизни в различных регионах планеты.

Химическая компонента образования инженеров-строителей может быть эффективно использована для целей разработки идей ОУР, поскольку химия является фундаментальной наукой, обеспечивающей научную основу разработки новых материалов и технологий, в том числе новых композиционных строительных материалов (КСМ) различного назначения.

В подготовке инженеров-строителей химия занимает особое место в силу того, что строительные материалы – это, прежде всего, вещества с определенным комплексом химических и физико-технических свойств, определяющих возможности их практического использования, включая вопросы долговечности и взаимодействия с окружающей средой.

Так например, в работе [2] при анализе прочности, усадки и других свойств пористых КСМ не случайно введен «параметр среды эксплуатации бетона».

Объем информации в области строительной химии удваивается каждые пять лет. Искусственные и синтетические материалы разрабатываются на основе последних достижений химии и внедряются в практику строительства значительно быстрее, чем процедура их изучения – в учебные планы и программы подготовки специалистов.

Основная трудность для ученых и педагогов, работающих в области химической подготовки инженеров-строителей, состоит не в философском обосновании необходимости разработки концепции ОУР, а в формировании у выпускников знаний, обеспечивающих принятие решений, направленных на устойчивое, гармоничное развитие.

Строительство (строительное дело) – отрасль материального производства, в которой используются достижения многих отраслей науки и техники. Активное развитие строительства на современном этапе неизбежно сопряжено с применением искусственных и синтетических КСМ, созданных на базе достижений химии.

Строительные материалы природного происхождения и качественные КСМ в виде искусственных камней на основе неорганических вяжущих систем, как правило, не оказывают вредного воздействия на живые организмы. Так, например, в 2005 г. один из крупнейших в РБ производителей стройматериалов и изделий на основе минерального сырья – ОАО «Красносельскстройматериалы» –

получило сертификат соответствия, который удостоверяет, что система управления качеством окружающей среды (СУКОС) производства цемента, листов асбестоцементных, извести и мела соответствует требованиям СТБ ИСО 14001-2005.

Искусственные и синтетические материалы часто содержат и/или могут выделять в процессе эксплуатации в воздух или воду вещества, вызывающее нарушения функционирования живых организмов, в том числе и человека. В связи с этим для характеристики загрязнения воздуха в помещении введен специальный термин «синдром нездорового здания» (Sick Building Syndrome). Так, например, концентрация формальдегида в воздухе помещений может значительно превышать соответствующие величины ПДК (предельно допустимых концентраций) для приземного слоя атмосферы, причиной чего является использование материалов, в состав которых входят фенолформальдегидные смолы. Актуальной является проблема дымообразования и токсичности продуктов сгорания строительных материалов. Проектировщикам и эксплуатационникам необходимо осознать возможность существования и других форм химических опасностей в жилых и производственных помещениях при различных внешних воздействиях.

По существу от инженера-строителя, например, в практике проектирования в случае отсутствия соответствующей развитой нормативной базы требуется проведение некоторого простейшего варианта биосферной диагностики материалов на основании их химических свойств и возможного воздействия на объекты окружающей среды.

Задачи биосферной диагностики призвана решать химия окружающей среды [3, 4]. Как демонстрацию отношения к поднятому вопросу, отметим, что данная дисциплина не входит в учебный план подготовки инженеров-строителей. В рамках существующих учебных планов подготовки инженеров-строителей химии как дисциплине отводится объединяющая (но не исключительная) роль в формировании междисциплинарных компетенций в направлении реализации идей ОУР.

Междисциплинарный подход возможен при условии эффективного обмена информацией, прежде всего, между преподавателями дисциплин соответствующих направлений, участия их в совместных исследованиях, реализации проектов НИР.

Наиболее полно такое сотрудничество может быть реализовано в условиях, когда оно закреплено организационно и нормативно. Это возможно, если соответствующие дисциплины учебных планов (химия, строительное материаловедение, бетоноведение и др.) закреплены за одной кафедрой. Такое совмещение реализовано, например, на кафедре «Строительное материаловедение» факультета строительства и транспорта ГрГУ им. Я.Купалы.

Авторы понимают, что предложенная для обсуждения тема имеет дискуссионный характер. Вместе с тем очевидно, что её обсуждение в рамках решения проблемы повышения конкурентоспособности наших инженеров-строителей – актуальная задача.

#### Список цитированных источников

1. Руководство по информационной грамотности для образования на протяжении всей жизни. МОО ВПП ЮНЕСКО «Информация для всех». – М, 2006. – 40 с.
2. Онскунов, В.В. Будут ли у нас теплые дома? – К.: Академперіодика, 2004. – 75 с.
3. Тетиор, А.Н. Строительная экология. – Киев, 1991. – 274 с.
4. Калягин, А.А. Некоторые аспекты экологической безопасности производства и применения строительных материалов. – 2003. – № 8. – С. 44–47.

## **ИЗУЧЕНИЕ ТРЕБОВАНИЙ ТИПА СИСТЕМЫ ПРОТИВОПОЖАРНОГО НОРМИРОВАНИЯ И СТАНДАРТИЗАЦИИ ПРИ ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ**

**Михальков Д.В., Михальков В.С.**

Ежегодно в Республике Беларусь происходит огромное количество пожаров на объектах строительства, результатом которых является как экономический, так и социальный ущерб.

Обеспечение пожарной безопасности зданий и сооружений рассматривается на всех стадиях строительства: проектирования, нового строительства, реконструкции, модернизации и т.д.

Проектированием мероприятий по обеспечению инженерной (противопожарной) защиты зданий и сооружений занимаются проектные организации. Однако, несмотря на огромную опасность пожара и, как следствие, необходимость изучения требований технических нормативных правовых актов системы противопожарного нормирования и стандартизации Республики Беларусь и особенностей их применения при проектировании и строительстве современных зданий и сооружений, в современных условиях мало внимания уделяется этому направлению подготовки специалистов строительной отрасли, как при получении высшего образования, так и в рамках послевузовского обучения (при повышении квалификации и переподготовке инженера).

Спросите у современного выпускника:

Что такое степень огнестойкости здания?

Как она связана с пределами огнестойкости строительных конструкций?

Назовите показатели пожарной опасности строительных материалов?

Что такое «противопожарный разрыв»?

Какие решения при проектировании здания Вы примените по обеспечению безопасной эвакуации людей при пожаре?

На эти, достаточно простые, но основополагающие вопросы современный выпускник, скорее всего, не сможет дать внятного ответа. А, следовательно, не сможет правильно запроектировать здание, в котором будет правильно запроектированы мероприятия по обеспечению пожарной безопасности. И, в конечном итоге, при пожаре – гибнут люди, огромный материальный ущерб. Может кто-то скажет – это при пожаре, когда они бывают, эти пожары... Верно, пока нет пожара – все противопожарные мероприятия никому не нужны. А если пожар – мы все сразу видим, что в помещениях много дыма и огня, нет указателей «Выход», да и сам выход уже не достижим – обрушились несущие строительные конструкции. Все это возможное следствие ошибок, которые мог допустить при проектировании молодой проектант.

Ситуация абсурдная. От правильной работы проектировщика зависит наша жизнь, а выпускник не знает, как правильно ее защищать. При работе в проектной организации ситуация аналогичная – проектировщики не проходят повышение квалификации по общему направлению обеспечения пожарной безопасности. Рассмотрим конкретный пример: огнезащитная обработка строительных конструкций, материалов изделий. Это лицензируемый вид деятельности и работники организаций, выполняющих огнезащитную обработку на строительном объекте, проходят повышение квалификации в Государственном учреждении образования «Институт переподготовки и повышения квалификации» Мини-

стерства по чрезвычайным ситуациям Республики Беларусь. Работники же проектных организаций, проектирующих эту же огнезащитную обработку, повышение квалификации по данному направлению не проходят.

Необходимо абсолютно новый комплексный подход при подготовке инженерных кадров строительной отрасли по направлению изучения и применения мероприятий систем пожарной безопасности при проектировании и строительстве зданий и сооружений. Первый вариант - внедрение в процесс получения высшего образования отдельной дисциплины «Пожарная безопасность строительства», в программе которой следует отразить требования пожарной безопасности при проектировании и строительстве зданий и сооружений. Существует возможность изучения материала по проектированию мероприятий пассивной противопожарной защиты в текущие учебные программы различных дисциплин, изучаемых в рамках высшего образования. Так, для ознакомления с показателями пожарной опасности строительных материалов можно выделить некоторое время в рамках дисциплины «Строительные материалы», пожарнотехническую классификацию строительных конструкций, зданий и сооружений можно рассмотреть при изучении дисциплины «Архитектура», вопросы огнезащитной обработки металлических, железобетонных, деревянных строительных конструкций изучить в рамках дисциплин по изучению соответствующих конструкций и т.д. Возможно полный спектр изучаемых вопросов охватить не удастся, но совсем опускать эти вопросы в рамках высшего образования нельзя. И, конечно, дипломное проектирование, во время которого необходимо более подробно, полно и, главное, комплексно отражать вопросы обеспечения пожарной безопасности и предусматривать соответствующие мероприятия.

При этом необходимо учитывать, что современное обучение должно использовать активные формы и методы проведения занятий, задействовать самостоятельную работу студента, использовать межпредметные связи и т.д. Это возможно применить и при изучении материала по проектированию мероприятий противопожарной защиты зданий.

Активность учения человека была обоснована Л.С. Выготским и С.Л. Рубинштейном. Их ведущими идеями являются положения об общественно-историческом характере сознания, о единстве сознания и деятельности. На базе этих теоретических посылок психологи П.И. Зинченко, А.Н. Леонтьев, А.А. Смирнов и другие исследовали структуру деятельности и влияния сознания на учение. А.Н. Леонтьев, П.Я. Гальперин показали, что от характера знаний зависит результат учения [1].

Основываясь на этих связях, П.Я. Гальперин, Н.Ф. Талызина; Д.Б. Эльконин разработали теорию поэтапного формирования умственных действий. В основе этой системы лежит поэтапный переход от внешней деятельности по применению сформированных действий (экстериоризация) к внутренней (интериоризация).

«...Теоретической основой для постановки целей отдельных учебных занятий является теория поэтапного формирования умственных действий...» [2].

Используя этот постулат, сформулированный П.Я. Гальпериным и Н.Ф. Талызиной, в Государственном учреждении образования «Институт переподготовки и повышения квалификации» МЧС Республики Беларусь был разработан, представлен и апробирован организационно-педагогический проект инновационной организации учебного процесса по изучению в рамках переподготовки на уровне высшего образования одного из блоков дисциплины «Пожарная безопасность строительства», реализуемый на основе применения активных методов

обучения и создающий условия для проявления в познавательной и образовательной деятельности разных видов активности.

Были поставлены следующие цели проекта:

1. Организовать получение систематизированных основ научных знаний и активизировать работу слушателей по определению взаимосвязи особенностей поведения строительных материалов и конструкций в условиях высоких температур от их свойств.

2. Направить работу слушателей на самостоятельное формулирование гипотез о механизмах и особенностях влияния свойств строительных материалов и конструкций на их поведение в условиях пожара.

Изучение данного материала было разделено на следующие этапы:

1. Этап ориентации в проблеме и мотивации на поисковую учебную деятельность.

2. Этап формирования собственного видения на основе самостоятельного поиска.

3. Этап апробирования и отработки.

4. Этап обобщения и систематизации.

5. Этап контроля и коррекции.

На первом этапе в качестве формы проведения занятий была избрана монографическая проблемная лекция, на которой преподаватель, используя метод проблемного обучения, дает общее описание строительных материалов и конструкций, показывает их основные свойства и область применения. Завершающей частью этапа является самостоятельная работа слушателя в библиотеке по изучению и классификации показателей пожарной опасности строительных материалов, изучение взаимосвязи степени огнестойкости здания и предела огнестойкости и класса пожарной опасности строительных конструкций, изложенной в технических нормативных правовых актах.

На втором этапе преподаватель – экскурсии на экспериментальный испытательный полигон Научно-исследовательского института пожарной безопасности, на котором проводится испытание строительных материалов, конструкций и изделий в условиях высоких температур, использует метод проблемно-демонстрационного обучения. На занятии показывает влияние показателей пожарной опасности строительных материалов и конструкций на их поведение в условиях высоких температур. Показывает возможность изменения свойств материалов их дополнительной огнезащитной обработкой. В качестве самостоятельной работы слушателям предлагается провести изучение (техническая литература, Internet) способов огнезащиты строительных конструкций и материалов.

Третьим этапом является практико-лабораторное занятие по определению и расчету пределов огнестойкости строительных конструкций, на котором слушатели определяют пределы огнестойкости конструкций при помощи приборов, а далее проверяют собственные измерения расчетом пределов огнестойкости согласно ТНПА. На этом же этапе проводится лабораторное занятие по изучению особенностей работы огнезащитных составов по защите металла, древесины, а также защищаемых ими материалов при огневом воздействии.

Четвертый этап – лекция-дискуссия. Преподаватель, используя методы полемики и дискуссии, показывает особенности работы железобетонных, деревянных, стальных конструкций в условиях высоких температур и особенности их огнезащиты. На этом этапе предлагается слушателям самостоятельно провести обобщение изученного материала всех этапов, сформировать комплекс вопросов, подготовить доклады.

На пятом этапе проводится заключительная дискуссия. Преподаватель разбирает возникшие вопросы, дает взаимосвязь с предыдущим материалом, работает со слушателями по докладам, проводит тематический контроль. Используются условные методы «Тематический круглый стол», «Научно-исследовательская работа», «Научная конференция», «Проблема слушателя» и целый ряд других. На этом этапе также целесообразно провести рефлексию, форма которой может быть абсолютно любая, например, «Тестирование – ролевой контроль».

Хочется обратить внимание, что основной доскональный разбор (но не усвоение) пройденного материала предлагается проводить именно на четвертом и пятом этапах. В целом, в отличие от традиционного представления данного материала в рамках блока изучения конструктивной противопожарной защиты (монографические лекции, практические занятия), мы, на первый взгляд, бросаем слушателя в учебном процессе. На самом деле слушатель постоянно вовлечен в учебный процесс за счет такой организации познавательной деятельности, при которой учебный материал становится предметом активных мыслительных и практических действий каждого слушателя. Кроме того, эти формы и методы обучения еще более обусловлены в рамках переподготовки слушателей на уровне высшего образования, когда достаточно сильно сокращено количество аудиторных занятий и большее внимание уделяется самостоятельной (в том числе и управляемой) работе слушателей по сравнению с базовым высшим образованием.

Таким образом, получена целевая последовательность занятий с применением активных методов обучения за счет вынужденной активности слушателя с его постоянным вовлечением в учебный процесс с самостоятельным поиском решения поставленных гипотез.

#### Список цитированных источников

1. Громько, Ю. В. Организационно-деятельностные игры и развитие образования: Технология прорыва в будущее / Независимый методол. ун-т. – М., 1992. – 191 с.
2. Смолкин, А. М. Активные методы обучения: Науч.-метод. пособие. – М.: Высш. шк., 1991. – 176 с.

УДК 316.334.22 (075.8)

## **ВЗАИМОСВЯЗЬ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ КАДРОВ И НАЧАЛА ИХ ПРОФЕССИОНАЛЬНОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ В ПРОЕКТНЫХ ОРГАНИЗАЦИЯХ В КОНТЕКСТЕ УПРАВЛЕНИЯ ПРОЦЕССОМ АДАПТАЦИИ ПЕРСОНАЛА**

**Цюхай М.В.**

В экономической социологии в последнее время усиливается внимание к проблемам адаптации человека в сфере труда. Адаптацию всё меньше можно отнести к приспособлению в полном смысле этого слова. В данном процессе становится определяющей характеристика взаимодействия и формирования двусторонних связей работника и производства.

Профессиональные интересы автора статьи лежат в сфере исследования проблемы трудовой адаптации инженерно-технических работников проектных организаций архитектурно-строительной отрасли Республики Беларусь. Данная проблема является актуальной, так как вопросы развития архитектуры и строи-

тельства – одна из ведущих проблем нашего государства на современном этапе развития в условиях расширения масштабов строительства.

Однако увеличение объёмов строительства, к сожалению, не ведёт к автоматическому приливу новых кадровых сил в этот сектор экономики. В результате на рынке труда складывается ситуация нехватки персонала. К слову, она объясняется не только ростом рынка, но и другими причинами. Достаточно вспомнить, какой популярностью у поступающих в вузы пользовались в 90-е годы прошлого столетия такие специальности, как, например, «Юриспруденция», «Финансы и кредит», «Менеджмент» и другие. Строительные же профессии занимали в списке приоритетных далеко не первые места [1, с. 1].

Под председательством Министра архитектуры и строительства А.И. Селезнёва 19 сентября 2007 г. в конференц-зале РУП «Белстройцентр» состоялся «круглый стол», посвящённый проблеме обеспеченности строительной отрасли квалифицированными кадрами, в работе которого приняли участие представители аппаратов двух министерств, руководители организаций Минстройархитектуры и учреждений образования. Открывая работу «круглого стола», Министр архитектуры и строительства А.И. Селезнёв подчеркнул, что одним из условий эффективности экономики, качества строительной продукции, безопасности условий труда является профессионализм кадров и их способность решать поставленные перед отраслью задачи. «На сегодняшний день строительный комплекс в целом справляется с задачами, определёнными Главой государства и Правительством, – отметил он, – но, к сожалению, с каждым годом мы всё больше ощущаем дефицит профессиональных кадров» [1, с. 1].

Директор УП «Институт Гродногражданпроект» В.И. Дешко в своём выступлении на «круглом столе» справедливо отметил, что «стройка начинается с проекта, если мастера, прораба можно подготовить за 3 – 5 лет, ..., то чтобы стать ГИП, надо работать 10, а то и 20 лет. Однако соотношение зарплат сегодня существенно изменилось. И это при том, что на проектировщиках сегодня лежит большая ответственность: за принятые решения они отвечают в течение 20 лет» [1, с. 3].

Действительно, именно от подготовки, знаний и эффективности труда инженерно-технических работников в сфере проектирования будут в будущем и уже сейчас в значительной мере зависеть судьбы и успехи экономического и технического развития страны.

Пополнением кадров, их закреплением на производстве необходимо заниматься постоянно. В связи с этим необходимо разрабатывать и внедрять системы управления адаптацией сотрудников на предприятиях этой отрасли. Профессиональная ориентация и адаптация выступают важным составным элементом системы подготовки кадров и являются регулятором связи между системой образования и производством.

В ходе авторских социологических исследований по данной проблематике выяснялись такие вопросы, как соответствие профессиональных ожиданий и уровня подготовки ИТР и реальной ситуации на рабочем месте, возможности карьерного роста на предприятии, возможности для самообразования и повышения квалификации, взаимодействие с руководством предприятия, оплата труда и социальные гарантии, система взаимоотношений внутри коллектива, удовлетворённость трудом, потенциальная текучесть кадров и другие. Для сбора первичного материала были использованы следующие конкретно-социологические методы: в 2006 г. для проведения пилотажного исследования на базе института «Гродногражданпроект» использовалось полустандартизированное интер-

вью с молодыми работниками института (до 30 лет) со стажем работы до 5 лет. Тогда автором было проинтервьюировано 34 молодых сотрудника.

В 2008 г. был использован метод анкетного опроса ИТР в проектных организациях г. Гродно. В отличие от предшествующего исследования в выборку были включены все возрастные группы ИТР, независимо от общего стажа работы (одно из условий – они должны работать на данном конкретном предприятии начиная с 2003 г.). На данный момент опрошено 126 человек, работающих в различных проектных организациях г. Гродно: из них 89,7% заняты в УП «Институт Гродногражданпроект», 9,5% – представляют проектное управление «Гродножилстрой», 0,8% работают в «Гродножилпроект». В дальнейшем планируется опросить ИТР, занятых в других проектных организациях г. Гродно, как государственных, так и частных.

Среди респондентов преобладают женщины – 56,3% опрошенных, а также работники с высшим образованием – их 62,7%, среднее специальное образование имеют 35,7% опрошенных, 1,6% не дали ответа. Респонденты окончили различные учебные заведения, представленные на рисунке 1.

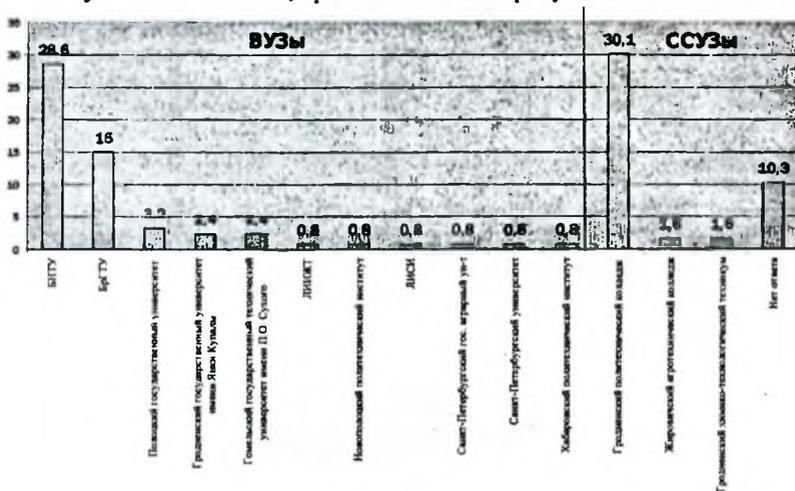


Рисунок 1 - Учебное заведение, которое окончили респонденты

В данной статье нет возможности осветить все аспекты проведенного автором в 2008 г. социологического исследования. Наша задача в данном случае состоит в освещении начала профессионального пути инженерно-технического работника и его взаимосвязи с уровнем подготовки в учебном заведении. В связи с этим в анкету был внесён блок вопросов, посвящённый анализу соответствия профессиональных ожиданий и уровня подготовки работников и реальной ситуации на рабочем месте. Именно в начале профессиональной деятельности, особенно значимой для любого выпускника, является их предыдущая подготовка в учебном заведении к реальным условиям работы. От этого во многом зависит, насколько быстро работник адаптируется на рабочем месте.

Успешная, оптимальная адаптация к производству – залог дальнейшего развития каждого работника как грамотного специалиста. На этапе адаптации ИТР приспособляются к условиям и содержанию рабочего процесса: осваивают

новую для себя социальную роль, налаживают взаимоотношения друг с другом и с руководством предприятия. При этом подчеркнём, что ведущая деятельность – профессиональная – во многом отличается от учебной деятельности в вузе или ссузе.

Во многом то, насколько осознанно была выбрана специальность, в дальнейшем влияет на успех либо неуспех в профессиональной деятельности в целом. А потому вопрос о мотивации выбора нынешней специальности представляется весьма важным и интересным для исследования. Итак, среди мотивов выбора нынешней специальности преобладающим является интерес к специальности – его отметили 63,5% респондентов, традиции семьи повлияли на 7,9% опрошенных, 9,5% отметили, что обстоятельства сложились так, что иного выбора не было. 4,8% ИТР ответили, что при выборе специальности руководствовались советом друзей, другие мотивы предложили 12,7% опрошенных, не дали ответа 1,6% респондентов. Смотрите рисунок 2.

Среди других вариантов ответа ИТР предложили следующие мотивы: по 12,5% указали на случайное стечение обстоятельств и совет родителей, по 6,25% респондентов дали следующие варианты ответов: конкурс был меньше, чем на дизайн; это было личное решение; наиболее оплачиваемая отрасль; эта специальность не такая сложная, как предыдущая; с детства занималась в художественной школе, поэтому выбрала творческую профессию; склонность к техническим предметам; было два пути - либо кадровый военный, либо инженер-проектировщик, выбрал второе, и это оказался прекрасный выбор; когда поступала, ещё слабо представляла, что это за специальность; специальность очень востребованная и без работы не оставит; специальность позволяет реализовать творческий потенциал; технический склад ума от рождения и холодный расчёт при выборе источников заработка в будущем; не могу четко сформулировать.

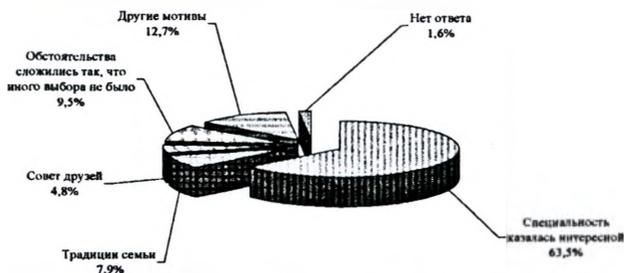


Рисунок 2 – Мотивы выбора специальности

При этом у большинства респондентов – 94,4% – работа соответствует полученному образованию, только 5,6% отметили, что их образование отлично от выполняемой ими в настоящее время работы.

Следует также отметить следующий факт: большинство сотрудников в той или иной степени удовлетворены своим профессиональным выбором (49,2% довольны им полностью и 48,4% респондентов скорее довольны, чем нет). Только 0,8% скорее не удовлетворены своим профессиональным выбором, 1,6% затруднились ответить на данный вопрос.

При этом интересно, что уровень собственной профессиональной подготовки 65,1% сотрудников оценивают как средний, 24,6% – как высокий и только 1,6% – дают низкую оценку, затруднились ответить 8,7% опрошенных.

На вопрос «Требуется ли работа теоретических знаний, полученных в учебном заведении?» 59,5% ответили, что требуется в значительной степени, 36,5% считают, что выполнение нынешней работы требует знаний, полученных в учебном заведении лишь в незначительной степени, 3,2% отметили, что полученные теоретические знания не требуются вообще, не дали ответ 0,8% опрошенных.

При этом уже имели представление о своей будущей работе во время обучения в учебном заведении 76,2% респондентов, только 7,9% ответили, что реальная ситуация на рабочем месте не соответствует их ожиданиям, поскольку во время обучения сложилось несколько иное представление о данной работе, 15,9% затруднились ответить.

Итак, видим, что среди инженерно-технических работников в целом наблюдается высокая степень удовлетворенности собственной специальностью, высокий уровень подготовки к реальным условиям работы уже при обучении в вузе или ссузе, а это, безусловно, является позитивным фактором вхождения в профессиональную среду, принятия своей профессиональной роли. Такое распределение ответов показывает, что у работников присутствует значимый задел для успешного прохождения адаптационного периода.

#### Список цитированных источников

1. Республиканская строительная газета: официальное издание Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь / Учредитель: Инженерное республиканское унитарное предприятие «Белстройцентр». – 2007, сентябрь – № 36(249). – Мн., 2007.

УДК 37.016:004

## ФОРМИРОВАНИЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЙ СРЕДЫ ФАКУЛЬТЕТА КАК ОСНОВА КАЧЕСТВЕННОЙ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ

Василевский А.В., Бакатович А.А.

**Введение.** Современные исследования в области методологии педагогики высшей школы демонстрируют высокую значимость формирования правильной мотивации учебной деятельности в повышении качества подготовки специалистов. Так, например, недостаток способностей у студента может компенсироваться развитием мотивационной сферы. Качество мотивации при этом играет определяющую роль. В частности, продуктивную творческую активность личности в учебном процессе исследователи связывают «именно с познавательной мотивацией, а не мотивацией успеха» [1]. Одним из самых эффективных средств, «инструментов» формирования мотивации студентов является создание творчески насыщенной *образовательной среды*. Теоретические основы и некоторые особенности практической реализации этого важнейшего компонента учебно-воспитательного процесса, с учетом опыта работы инженерно-строительного факультета Полоцкого государственного университета, рассмотрены в данной статье.

**Раздел 1. Принципы, лежащие в основе создания творчески ориентированной образовательной среды.** Гуманизация и фундаментализация образовательного процесса, а также единство «преподавания и научного исследования» (С.И. Гессен) – основные принципы, на основе которых должна формироваться образовательная среда современного вуза.

Принцип фундаментализации предполагает придание большей значимости фундаментальным предметам, что приводит к углублению теоретических знаний научных законов, базовых для технических дисциплин, обеспечивая подготовку специалистов широкого профиля, и, в конечном итоге, выводит университетское преподавание на новый уровень: от технического университета – к «Университету единой культуры» [2].

Кратко сущность принципа гуманизации для высшего образования можно выразить следующим образом: главное – развитие человека; подготовка специалиста – вторична, и должна являться следствием этого главного. Принцип гуманизации, в приложении к задаче формирования образовательной среды, указывает на необходимость «смещения акцента с овладения информацией и навыками работы на развитие творческого, инженерного мышления, и, как следствие, развитие личности студента в целом» [3].

Принцип единства научно-исследовательской деятельности и учебно-воспитательного процесса является сегодня общепризнанным; однако осуществление его в учебном процессе зачастую вызывает затруднения. Теоретические основания реализации этого принципа излагаются в трудах классика мировой педагогической мысли С.И. Гессена, утверждавшего, в частности, что университетское преподавание «заключается не столько в преподавании, сколько в исповедании учёным своих научных взглядов» [4]. В этом случае само построение курса изучения каждой дисциплины может обеспечить активное отношение студентов к изучаемому материалу, т.е. побудить к чтению и самостоятельному исследованию. Формирование творчески ориентированной образовательной среды в этом случае требует создания атмосферы увлечённости наукой, «научно насыщенной» атмосферы. Среди условий, нужных для этого, С.И. Гессен называет:

- целесообразность привлечения в содержание курса дисциплины «всех новых, и даже спорных ещё теорий и открытий в науке» [4] (которые становятся таким образом объектом критического исследования, позволяя полнее охватить проблемное поле дисциплины, получить «объёмное» видение, увидеть перспективы развития);

- необходимость стимулирования исследований не только в области специальных, технических, или фундаментальных наук, но в области всех наук вообще, ибо «только там, где представлены все науки, где полнота их обеспечивает возможность тесного их между собою взаимодействия и сотрудничества, преподавание может иметь действительно научный характер... Поддерживать это взаимоотношение всех исследователей и всех ветвей знания друг к другу и к их общей цели в постоянном живом взаимодействии – вот великая задача университета» [4];

- смещение акцента на самостоятельную работу студентов – имеется в виду выполнение творческих работ по индивидуально сформированным и свободно избранным темам, что требует в свою очередь уменьшения учебной нагрузки, «низведения до минимума экзаменационного бремени», отказа от «системы конкурсных испытаний, дающих успех не самостоятельным исследователям, а тем, кто умеет применяться к чужим требованиям» [4].

**Раздел 2. Компоненты образовательной среды: особенности реализации.** Рассматривая конкретные действия по созданию творчески ориентированной образовательной среды, и, в частности, с учётом опыта работы инженерно-строительного факультета УО «Полоцкий государственный университет» (ИСФ УО «ПГУ»), можно выделить следующие направления:

1. Построение курса изучаемых дисциплин на основе принципа гуманизации, что предполагает особый подход к формированию учебных задач, подбор

соответствующих методик и средств обучения, а также форм контроля качества обучения. В частности, учебные задания формулируются с учетом следующих требований:

- задания не должны требовать запоминания больших объемов информации, но побуждать студентов творчески мыслить, искать нестандартные подходы к решению проблем;
- задания должны быть сформулированы таким образом, чтобы студент направлял внимание к теоретическим основам, разбирался в сущности затрагиваемых задач явлений (вместо обычного сегодня механического повторения алгоритмов решения);
- путь решения учебных задач, насколько это возможно, не должен быть «линейным», одновариантным;
- содержание заданий не должно быть абстрактным, отвлеченным, но максимально приближенным к реальности; студент должен всё время осознавать профессиональную значимость изучаемого материала;
- по возможности реализуется комплексная постановка учебных задач: изучаемое явление рассматривается в целом, с точки зрения нескольких дисциплин, наук, на стыке которых оно находится.

Подробно вопросы построения курса дисциплин на основе принципа гуманизации рассмотрены нами в работе [3];

2. Организация научно-исследовательской работы на факультете, позволяющая создать атмосферу увлеченности наукой:

- помимо обычной для вузов научной работы со студентами, на факультете действуют студенческие научные кружки, студенческое научное общество факультета;
- проводятся конференции, тематические встречи-семинары и лекции-исследования, предполагающие обсуждение научных результатов;
- поощряется участие студентов в научной работе преподавателей; активное участие в научной жизни республики: посещение международных специализированных выставок, семинаров, конференций, участие в студенческих конкурсах научных работ.

3. Особое внимание уделяется связи с производством:

- проводится серьезная работа по созданию филиалов кафедр на производстве;
- осуществляется привлечение работников предприятий для проведения занятий, в т.ч. на базе самих строительных организаций, для руководства курсовым и дипломным проектированием;
- студенты привлекаются к участию в хозяйственных работах;
- проводятся экскурсии на действующие предприятия строительной отрасли республики;
- ежегодно формируются студенческие строительные отряды.

4. Развитие общественной и культурной деятельности студентов на факультете, благодаря чему студенты имеют возможность почувствовать себя частью единого пространства – коллектива инженерно-строительного факультета, а это в свою очередь стимулирует учебную и научную активность студентов:

- выпуск студенческой газеты факультета;
- проведение творческих конкурсов и выставок художественных работ;
- проведение тематических экскурсий (ознакомление с историко-архитектурным наследием нашей страны);

- участие в творческих коллективах, искусствоведческих кружках и многое другое.

5. Базой для вышеописанных направлений развития образовательной среды служит информационная среда факультета:

- медиатека факультета и медиатеки кафедр содержат в электронном виде всю необходимую учебную и дополнительную информацию по каждой изучаемой дисциплине, включая лекции или конспект лекций, методические указания к выполнению практических, лабораторных занятий, курсовых работ и проектов, справочную и нормативную литературу, учебники и пособия, статьи и научные доклады по строительной тематике;

- компьютерные классы, доступные каждому студенту ИСФ, дают возможность пользоваться ресурсами университетской локальной сети;

- Интернет-центр УО «ПГУ» предоставляет доступ в Интернет;

- полное обеспечение учебного процесса учебно-методическими комплексами (рисунок) позволяет преподавателям качественно изменить содержание лекционных и ряда практических занятий: вместо базовой информации, представленной в УМК, посвятить время изложению и обсуждению новых научных данных, рассмотрению нетиповых задач.

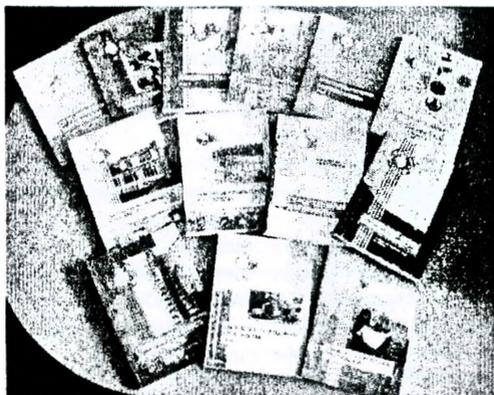


Рисунок - Учебно-методические комплексы по изучаемым дисциплинам

**Заключение.** Наш опыт организации образовательной среды на факультете позволяет утверждать, что применение вышеописанных методов на практике даёт возможность добиться качественного улучшения мотивации учащихся, высокой результативности научно-исследовательской работы студентов, и как следствие – существенного улучшения качества подготовки специалистов.

#### Список цитированных источников

1. Бордовская, Н.В., Реан, А.А. Педагогика – СПб.: Питер, 2004. – 300 с.
2. Шукшунов, В.Е., Лозовский, В.Н. Фундаментальные основы инженерного образования в XXI веке // Известия МАН ВШ. 2003. – № 2. – С. 7–22.
3. Бакатович, А.А., Василевский, А.В. Реализация передовых методик и технологий в подготовке инженерных кадров / Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. XV междунар. науч.-метод. семинара: в 2 т. – Новополоцк: ПГУ, 2008. – Т. 2. – С. 255–260.
4. Гессен С.И. Основы педагогики. Введение в прикладную философию / Отв. ред. и сост. П.В. Алексеев. – М.: «Школа-Пресс», 1995. – 448 с.

по геометрии, не имеют достаточных знаний по предыдущим дисциплинам. Как они попали в университет – загадка.

4. Очень важную роль имеет **мотивация**: хочет студент учиться или это его тяготит. Мне приходилось иметь дело со студентами, которые имели очень хорошие **стартовые условия**: хорошую успеваемость в школе, явно заметные способности к обучению в институте и при всем этом глубокие провалы в учебе и даже случаи отчисления из института. Причин этому бывает много, результат печальный. К сожалению, слишком распространенным является **слабое волевое начало** у студентов, а попросту, лень. И это даже у тех студентов, которые неплохо учились в школе. Только оказавшись на грани отчисления, они начинают прикладывать необходимые усилия в учебе.

5. Для ряда студентов существенное значение имеет **материальное обеспечение**. При недостатке средств часть студентов вынуждена параллельно с учебой еще и работать.

6. На уровень знаний студентов по строительной механике в значительной степени влияет **объем индивидуальных заданий**, который значительно уменьшился за период после «перестройки». В результате из-за нехватки опыта решения практических задач студенты не всегда справляются с простыми задачами.

7. Одним из важнейших факторов, влияющих на качество обучения, а значит, и на качество подготовки инженеров, играет **уровень знаний и личные качества преподавателя**. В подавляющем большинстве это очень грамотные, подготовленные и добросовестные люди. Но 70% из них – уже **пенсииеры!** Не у всех преподавателей остался былой азарт и силы, которые они честно отдали делу поддержания высокого качества подготовки будущих инженеров. А молодые способные инженеры не торопятся в ряды преподавателей из-за **низкой зарплаты**. А когда **пенсииеры уйдут**, то логично предположить, что на молодых преподавателей неизбежно обрушится непосильная нагрузка. Как они себя поведут в условиях, когда везде нужны грамотные специалисты? Руководство Университета вынуждено будет принимать на работу в качестве преподавателей недостаточно компетентных инженеров. А через некоторое время Республика вынуждена будет приглашать из-за границы специалистов для преподавания, проектирования, руководства строительными объектами или просто поручать им выполнять проектирование и строительство. А это означает, что мы попадем в **экономическую зависимость** от других стран. Вместо того, чтобы самим зарабатывать деньги на реализации строительных проектов на территории других стран, Республике Беларусь придется кормить чужую армию специалистов в области строительства.

8. Важнейшую роль в качестве подготовки инженеров имеет **обеспеченность учебниками и методическими пособиями**. Но попробуйте подготовить одну страницу машинописного текста по технической дисциплине за два часа! Сколько раз приходится переделывать. **Как уложиться в эти нормы**. Поэтому подготовка любого методического пособия выполняется в основном за счет **сверхнормативных затрат времени преподавателя**.

9. Волею обстоятельств мы живем в условиях перегрузок. **Количество преподавателей зависит от числа обучающихся студентов**. Проявит преподаватель принципиальность в оценке знаний студентов на первом курсе – на следующий курс попадет, например, на 30% меньше студентов. И ректорат вынужден будет сократить число преподавателей. **Сложившаяся система организации высшего образования в Беларуси уже не в полной мере соответствует условиям преподавания строительной механики**. Синхронное обучение сильных и

слабых студентов приводит к огромным затратам времени преподавателей на «натаскивание» слабых студентов. У преподавателей не остается времени, чтобы уделить внимание сильным и способным студентам, которые хотят знать больше, чем предусмотрено программой.

10. Когда выясняется, что после курса теоретической механики и курса сопротивления материалов студент не знает, что такое «плечо силы относительно моментной точки», то мы не можем отказаться от этого студента опять-же по причине синхронности обучения, которая для нас естественна. Мы вынуждены его доучивать, т.е. выполнять ту работу, которую не довел до конца предыдущий преподаватель, хотя у него тоже были для этого причины.

#### **Опыт зарубежных стран в преподавании технических дисциплин**

уже неплохо изучен. Например, в двух больших и очень обстоятельных статьях Л. Гребнева и В. Попова [1,2] подробно описано, как организован учебный процесс в США. Начиная примерно со второго года обучения студенты учатся по индивидуальным программам. Срок обучения зависит от способностей конкретного студента.

Контроль знаний по конкретной учебной дисциплине организован не только «на выходе», т.е. после освоения предмета или части его, но и «на входе», т.е. перед началом изучения. Таким образом,

принципы, которые естественны для промышленного производства, реализованы в организации подготовки инженеров в США.

В Австрийском университете кафедра механики продает студентам два учебника в виде двух пачек листов размера А4 по цене, соответствующей 30 американским долларам – теоретический курс и сборник задач с решениями и упражнениями.

Кроме того, в странах Западной Европы широко используется дистанционное обучение [3], но это выходит за рамки данных рассуждений.

#### **Возможные организационные приемы, направленные на повышение уровня знаний студентов по строительной механике в сложившихся условиях**

1. Необходимо иметь достаточное число учебных пособий, объем которых можно было бы оперативно изменять, не очень заботясь об объеме изданий. Возможный путь реализации такой задачи – создание электронных учебных пособий. И желательно по отдельным достаточно емким вопросам.

2. Идеальный вариант проведения практических занятий – предварительная подготовка учебного материала в напечатанном виде для каждого студента по изучаемой теме. Для реализации таких занятий необходимо выделение достаточного количества бумаги и использования множительной техники. Я уверен, что такие затраты в итоге приведут к экономии средств и времени и улучшат качество обучения. Цена 25-50 листов печатного текста меньше цены рабочего времени преподавателя.

3. Организация «входного контроля» с правом отказа от слабо подготовленных студентов повысит ответственность преподавателей за качество обучения. Одновременно избавит их от «просителей», которые хоть и редко, но появляются. Пока же те замечания, которые мы пишем на экзаменационных ведомостях, не дают никаких результатов.

4. Уже сегодня можно постепенно переходить к индивидуальным планам обучения в соответствии с возможностями студентов.

Тогда можно будет не отчислять студента, который старается учиться, но у него хватает сил, а дать ему больше времени для подготовки. Для студентов заочной

формы обучения переход к такой системе давно назрел. А для части студентов дневной формы обучения, которые платят за обучение, это может стать единственной возможностью получить достаточно качественное высшее образование.

Быстрые изменения в организации учебного процесса могут погубить самые лучшие намерения. Поэтому начинать лучше с заочной формы обучения. Для студентов дневной формы обучения можно использовать уже имеющийся опыт. Несколько студентов в каждом большом потоке можно перевести на индивидуальный график обучения. Такой опыт уже имеется, его применяли в нашем университете для хорошо успевающих студентов, активно занимающихся спортом или общественной работой или для молодых мам с детьми. Его следует только обобщать и расширять, накапливая свой опыт и используя опыт других стран.

Для иностранных студентов, не стесненных в средствах, тоже можно использовать индивидуальные графики обучения с оплатой ими индивидуальных занятий вместо занятий в группах. Для них это будет все равно дешевле, чем в Англии или в США. Многие из них с трудом владеют русским языком, и сидеть на лекциях им не имеет смысла. При этом им можно дать право добывать знания там, где они захотят, не обязательно привязывать к конкретному преподавателю. Не каждый преподаватель даже за деньги захочет часами объяснять простые понятия. Главное – четкий контроль знаний.

#### Список цитированных источников

1. Гребнев, Л., Попов, В. Об организации высшего технического образования США. Высшее образование в России. – 2004 – № 1, с. 150–165.
2. Гребнев, Л., Попов, В. Аккредитация и контроль качества образовательных программ в США (статья вторая) // Высшее образование в России. – 2005. – № 3. – с. 69–73.
3. Полупаева, В.Л. Инновационные технологии в высшем образовании западных стран. Высшая школа. – 2005. – № 3. – С. 47–50.

УДК 378:69:620.9

## ПОДГОТОВКА ИНЖЕНЕРОВ-СТРОИТЕЛЕЙ В ОБЛАСТИ ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЯ

Парфенова Л.М.

Широкого использования энергосберегающего оборудования, материалов и малоэнергоемких технологий, вовлечения в хозяйственный оборот альтернативных экологически чистых источников энергии, а также местных видов топлива, можно достичь при сознательном и активном участии в проведении политики энергосбережения руководителей и специалистов разных уровней. Специалист с высшим образованием должен владеть действующей правовой и экономической базой энергосбережения, понимать его технические основы в необходимом объеме, владеть основными приемами по внедрению новых энергоэффективных технологий в конкретных сферах деятельности и методами оценки эффективности энергосберегающих мероприятий.

Организация подготовки специалистов-профессионалов в области энергосбережения и энергоэффективных технологий для хозяйства республики осуществляется на основе уже существующей системы среднего, среднего специального и высшего образования (рис. 1) [1].



Рисунок 1. Информационно-образовательная система РБ по проблемам энергосбережения

Одним из направлений подготовки специалистов является включение в образовательные программы всех уровней курса по энергосбережению. В учебную программу подготовки инженеров-строителей по специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» включен курс «Основы энергосбережения», который в Полоцком государственном университете изучается студентами 4 курса очной формы обучения и 5 курса заочной формы обучения.

Целью изучения дисциплины является формирование у специалиста с высшим образованием общего методологического подхода к постановке и решению проблем эффективного использования энергетических ресурсов на основе мирового опыта и государственной политики Республики Беларусь в области энергосбережения.

Важное значение для успешности усвоения курса имеет наличие специализированных учебных пособий. С этой целью в Полоцком государственном университете разработан учебно-методический комплекс (УМК) по курсу «Основы энергосбережения». Полный объем лекционной нагрузки по изучаемой дисциплине составляет 32 часа. Для дисциплин, обеспеченных УМК, в рамках экспериментального проекта, лекционная нагрузка сокращена на 50 %, при этом 16 часов переведено на контролируемую самостоятельную работу студентов.

Учебно-методический комплекс содержит курс лекций, учебно-методическую карту дисциплины, указания по оценке успешности изучения с использованием рейтинговой системы контроля и перечень вопросов для контрольных работ.

В учебно-методическом комплексе рассмотрены следующие аспекты энергосбережения: организационно-правовые основы, характеристика современного энергетического производства, энергосбережение при эксплуатации зданий, энергосбережение в строительстве.

Следует отметить, что организационно-правовые основы энергосбережения рассматриваются применительно к строительной отрасли, с учетом положений Государственной комплексной программы развития материально-технической базы строительной отрасли на 2006–2010 гг.

Большое внимание в УМК отводится нетрадиционной энергетике. При этом основной акцент делается на потенциал, перспективы развития и достижения республики в области био-, ветро-, гидро- и гелиоэнергетики.

Поэтапно рассматриваются основные направления модернизации жилого фонда: устройство систем утепления наружных стен; установка приборов учета и регулирования тепла, установка стеклопакетов, применение тепловых насосов

и т.д. Изучаются энергоэффективные источники освещения и мероприятия по эффективному использованию электробытовых приборов.

Отдельный раздел УМК посвящен энергосбережению в строительстве. В разделе рассматриваются структура энергопотребления строительного комплекса, энергоэффективные технологии производства цемента, извести, кирпича, стекла, показаны мероприятия по снижению тепловой и электрической энергии при производстве бетона и железобетона, энергоэффективные методы производства работ, энергосберегающие мероприятия при разработке проектных решений, опыт строительства и эксплуатации энергоэффективных зданий в Республике Беларусь. Показано использование когенерационных установок и вторичных энергоресурсов на предприятиях стройматериалов.

Если говорить более подробно о разделе, то один из вопросов, например, посвящен программе «Развития производства и применения добавок в бетоны и растворы с целью снижения расхода цемента, тепловой и электрической энергии», которая ориентирована на новое поколение добавок: суперпластификатор СМ-1 (для бетона), СМ-2 (для монолитного бетона), гиперпластификатор ГП-1, а также комплексные добавки производства СП ОО «Стахема-М» и тонкодисперсные наполнители [2].

В разделе также рассматриваются основные направления по снижению энергопотребления при тепловой обработке изделий: применение эффективных химических добавок, оптимизация режимов тепловой обработки, применение мягких, термосных и частично термосных режимов, сокращение теплопотерь за счет утепления ограждающих конструкций пропарочных камер и паропроводов.

В качестве примера приведена технология «Термос» на основе добавки-ускорителя твердения бетона сульфата натрия, разработанная Э.И. Батяновским (Белорусская государственная политехническая академия), применение которой обеспечивает снижение расхода пара с 0,49 до 0,20 Гкал/м<sup>3</sup>. Рассматривается опыт ОАО «Завод сборного железобетона № 1», на котором с целью снижения теплопотерь и повышения эффективности тепловлажностной обработки изделий в нескольких камерах было выполнено утепление стенок путем устройства утепляющего слоя в виде кладки из арболитовых пустотных мелкоштучных блоков с последующей зашивкой стальным листом для защиты блоков от увлажнения [3].

Материалов УМК для полного освоения курса недостаточно. Энергосбережение в нашей республике динамично развивается. Сведения о новых разработках, достижениях должны представляться на лекционных занятиях. Для обеспечения наглядности представляемого материала лекции должны проходить в форме так называемых презентаций. Часть курса изучается студентами самостоятельно. Темы и объем самостоятельной работы указаны в учебно-тематической карте дисциплины. Для контроля успешности освоения дисциплины предусмотрены контрольные работы, устные опросы, тестирование. Как показывает практика, при большом количестве студентов наиболее оптимальным вариантом текущего контроля знаний является тестирование. В тест включается до 20 вопросов, по изученной теме, с тремя вариантами ответов. Тестирование могут проходить одновременно все студенты (5-6 групп) при оснащении аудитории мультимедийной техникой, что значительно сокращает затраты времени.

УМК рекомендован также для слушателей переподготовки по специальности «Промышленное и гражданское строительство». Переподготовку проходят спе-

циалисты, уже имеющие значительный опыт работы в строительстве. Для них учебно-методический комплекс является не только источником знаний, но и справочным пособием в области энергосберегающих технологий в строительстве.

При подготовке учебно-методического комплекса был обобщен отечественный и зарубежный опыт разработки и внедрения энергоэффективных мероприятий в строительстве. В качестве информационных источников использовались материалы журналов «Строительная наука и техника», «Архитектура и строительство», газет «Республиканская строительная газета», «Строительная газета», «Строительство и недвижимость», учебников и учебных пособий по энергосбережению, нормативно-техническая база.

Несомненно, учебно-методические комплексы в сочетании с лекциями-«навигаторами» и контролируемой самостоятельной работой студентов являются основой современной системы подготовки высококвалифицированных кадров.

#### Список цитированных источников

1. Федотов, А.К. Об основных принципах построения информационно-образовательной системы РБ в области энергосбережения / А.К. Федотов // БГУ [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://www.physics.bsu.by/energysaving>. – Дата доступа: 10.03.2009.
2. Химизация бетона – новый этап в технологии строительства // Архитектура и строительство. – 2007. – № 4. – С. 71–73.
3. Бирик, М.С. Исследование и оценка режимов термообработки в ямных пропарочных камерах полигонного типа с применением измерителей-регистраторов системы температурного мониторинга «Термохрон» / М.С. Бирик // Строительная наука и техника. – 2009. – № 1. – С. 59–65.
4. Парфенова, Л.М. Основы энергосбережения: Учебно-методический комплекс: Изд-во ПГУ, 2009. – 200 с.

## ОСОБЕННОСТИ УНИВЕРСИТЕТСКОГО ОБРАЗОВАНИЯ В КАНАДЕ И ПОДГОТОВКА СПЕЦИАЛИСТОВ ВЫСОКОЙ КВАЛИФИКАЦИИ В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Georgy Tsitelauri

В Канаде функционирует около 100 университетов и университетских колледжей, которые расположены в городах и сельской местности различных провинций страны. Все эти учебные заведения высшего образования предлагают набор программ на получение основных степеней – бакалавра и магистра.

Университеты Канады известны во всём мире высоким качеством обучения и исследовательских программ, а дипломы признаны наравне с дипломами университетов США и основных Европейских стран.

Учебный год в Канадских университетах обычно длится с сентября по май и включает два семестра. В некоторых университетах существует односеместровая или трехсеместровая системы (когда учебные курсы предлагаются и в летние месяцы).

Всупительных экзаменов не существует. Студенты подают документы (иногда в несколько университетов) и зачисляются по системе школьных баллов по успеваемости, иногда после собеседования.

Экзамены производятся в виде письменных тестов. (Ответы указаны в одном из вариантов ответа на вопрос.)

Каждый университет сам определяет собственные стандарты по набору студентов и систему оценки знаний абитуриента.

Большинство университетов, помимо дневного отделения, принимают студентов также на вечернее (part time) и заочные отделения (distance education). Университеты предлагают широкий выбор уровней обучения, включая магистерские и докторские степени, а также могут предложить программы на получение различных сертификатов по конкретным специальностям.

В Канаде нет частных высших учебных заведений (за исключением нескольких религиозных вузов).

Особенностью высшего образования Канады является значительный объем научной деятельности – более 25% общего исследовательского потенциала Канады сосредоточены в университетах страны.

Обучение в университетах платное. Оплата за обучение варьируется в зависимости от провинции, учебного заведения.

Почти все университеты Канады примерно на две трети финансируются из госбюджета и общественных фондов. В среднем стоимость обучения в университете для студента составляет от 4000 до 20000 канадских долларов в год, а проживание в университетском корпусе от 4000 до 8000 канадских долларов в год.

Стоимость университетского образования в Канаде в 2-3 раза дешевле нежели в США или Англии.

Для обучения в университете можно использовать накопительный план родителей или взять кредит-заем (loan). За большие успехи в образовании и выполнении всех университетских требований часть кредита (до 10%) может быть списана со студента. Талантливые и хорошо успевающие студенты могут получить грант (стипендию) на образование.

Высшее образование в Канаде и в Америке состоит из трёх ступеней:

**Начальное высшее – (undergraduate)** с присвоением степени бакалавра (Bachelor's Degree), сокращенно пишут "B", а далее следуют буквы, обозначающие конкретную специальность. Продолжительность обучения по программам для бакалавра 3 или 4 года (в зависимости от специальности).

**Аспирантура – (graduate)** с присвоением степени мастера (магистра) (Master's degree). Например, MBA – магистр бизнес (делового) администрирования. Продолжительность обучения – 2 года и более.

**Докторантура – (postgraduate)** с присвоением ученой степени доктора (PhD). В университетах Канады, США и в странах Европы существует одна ученая степень – PhD. (К ней приравнены кандидатские и докторские ученые степени России и Белоруссии).

Поступление в магистратуру и аспирантуру осуществляется путём конкурсного отбора на основе тестов по интернету (10–20 человек на одно место). Каждый студент должен иметь компьютер с высоким программным обеспечением для выбранной программы обучения.

Процесс обучения состоит из лекции, семинарских и практических занятий. Сдача экзаменов, зачетов, консультации осуществляется в письменном виде.

В университетах Канады, Америки и других западных стран для строительной отрасли существует единственная дипломированная специальность – "Гражданское строительство" (Civic Engineering), которая осуществляет подготовку бакалавров и магистров.

Действующие программы обучения в этих университетах состоят в основном из курсов общинженерного характера. В них отсутствуют многие важные для строительной отрасли дисциплины: основания и фундаменты сооружений, долговечность сооружений, конструктивные решения, основы водо- и тепло-снабжения зданий и сооружений и т. д.

Разработанная нами специальная 2-х-летняя программа обучения на степень магистра по специальности – Civic Engineering – восполняет этот пробел.

Поступившие в магистратуру бакалавры сами могут выбрать по своему желанию некоторые дисциплины для изучения из данной программы (в пределах установленного количества дисциплин и учебной нагрузки на каждый семестр).

Разработанная программа по подготовке магистров рекомендуется для различных стран, поэтому программа представлена в английском варианте.

Нами будет предоставлена дополнительная информация и оказана всесторонняя помощь в её практической реализации.

#### **Education Program on Speciality:**

##### **“Master’s Degree of Civic Engineering”**

##### **1st Year: General Construction Subjects.**

1. Engineering Geology
2. Hydraulics and Hydrology
3. Structural Analysis of Materials
4. Construction and Management Laws and Regulation
5. Geodetic, Surveying, Territory planning and Ground lay out work
6. Effective Building Materials for Construction, their structure and their physical and technical properties
7. Strength of Materials and Construction mechanics. Seismic resistance of Buildings
8. Electricity Supply of Construction Projects
9. Water supply and sewage set up for buildings and constructions
10. Air conditioning and Heating Systems.

Students carry out tests on next topics: Structure and physical – technical properties; Construction mechanics; Seismic resistance of buildings; Surveying, territory lay – out and ecology.

##### **2nd Year: Special Construction Subjects.**

1. Computer Technology
2. Engineering Drawing
3. Ecology
4. Design and Architecture of buildings and constructions
5. Mechanics of grounds, construction base and foundations
6. Reinforced concrete, metal and wooden constructions
7. Building of roads, bridge and urban communications
8. Assembly and finishing work, construction machinery and equipment
9. Durability of construction materials and buildings in various conditions
10. Construction project economics.

Students carry out 5 projects with calculations and drawings according to individual assignments:

1. Design and manufacturing of reinforced concrete, metal and wooden constructions.
2. Design of roads, bridges and urban communications.
3. Calculations and design of constructions bases and foundations.
4. Architecture and design of buildings and urban infrastructure.
5. Economics and management of different types of constructions projects.

All courses are evaluated using several mid – term tests, some courses also have seminars and workshops in addition.

This program could be modified and specified.

## СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

- БАБИЦКИЙ Вячеслав Вацлавович**, д.т.н., профессор, профессор кафедры строительных материалов и изделий БНТУ (г. Минск)
- БАКАТОВИЧ Александр Александрович**, к.т.н., доцент, декан инженерно-строительного факультета УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- БАРСУКОВ Владимир Георгиевич**, д.т.н., доцент, декан факультета строительства и транспорта УО «ГрГУ им. Я. Купалы» (г. Гродно).
- БАТЯЦОВСКИЙ Эдуард Иванович**, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой строительных материалов и изделий БНТУ (г. Минск).
- БЕЛАНОВИЧ Анатолий Леонидович**, к.х.н., ведущий научный сотрудник лаборатории аналитической и физической химии БГУ (г. Минск).
- БИБИК Михаил Сергеевич**, к.т.н., директор ОАО «Завод СЖБ № 1» (г. Минск).
- БОЗЫЛЕВ Василий Васильевич**, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой строительного производства УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- БОНДАРОВИЧ Александр Иванович**, научный сотрудник Научно-исследовательской лаборатории бетонов и строительных материалов БНТУ (г. Минск).
- БОРОВИКОВ Денис Владимирович**, инженер-проектировщик СООО «МАМТ» (г. Минск)
- БЫБАК Морали Сани**, аспирант БНТУ (г. Минск).
- ВАСИЛЕВСКИЙ Андрей Викторович**, старший преподаватель УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- ВАСИЛЬЕВ Александр Анатольевич**, к.т.н., доцент, и.о. заведующего кафедрой промышленных и гражданских сооружений, научный руководитель НИЛ «Строительные конструкции, основания и фундаменты» им. д.т.н., профессора И.А.Кудрявцева УО «БелГУТ» (г. Гомель)
- ВИШНЯКОВА Юлия Валентиновна**, ассистент кафедры строительного производства УО «ПГУ» (г. Новополоцк)
- ВОЛИК Алла Ричардовна**, к.т.н., доцент, заведующая кафедрой строительного производства УО «ГрГУ им. Я. Купалы» (г. Гродно).
- ГАЛУЗО Геннадий Сергеевич**, к.т.н., доцент, ведущий научный сотрудник БНТУ (г. Минск).
- ГАЛУЗО Олег Геннадьевич**, к.т.н., доцент, ведущий научный сотрудник БНТУ (г. Минск).
- ГОЛУБЕВ Николай Михайлович**, к.э.н., доцент, декан строительного факультета БНТУ (г. Минск).
- ГРЕЧИХИН Леонид Иванович**, д.ф.-м.н., профессор, Минский государственный высший авиационный колледж (г. Минск).
- ГРИЦУК Александр Иванович**, инженер-проектировщик СООО «МАМТ» (г. Минск).
- ГРИЦУК Михаил Степанович**, д.т.н., профессор оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ГУЛИЦКАЯ Лариса Владимировна**, к.т.н., старший научный сотрудник БНТУ (г. Минск)
- ДЕДОК Владимир Николаевич**, доцент кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии, УО «БрГТУ» (г. Брест)
- ДЗАБИЕВА Людмила Батырбековна**, к.т.н., доцент, доцент кафедры строительных материалов и изделий БНТУ (г. Минск).
- ДРОНЕВИЧ Александр Юрьевич**, преподаватель-стажер УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ЖУРАВСКИЙ С.В.**, ООО «Белкальматрон» (г. Минск).
- ЗАРАПИН Виталий Георгиевич**, к.т.н., доцент кафедры физикохимии материалов БГЭУ (г. Минск)
- ЗАЯЦ Валентина Васильевна**, лаборант кафедры строительного производства УО «ГрГУ им. Я. Купалы» (г. Гродно).
- ЗВЕРЕВ Владимир Федорович**, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой железобетонных конструкций БНТУ (г. Минск).
- ИГНАТОВ Сергей Владимирович**, аспирант БНТУ (г. Минск).
- КАЗАРИН Александр Борисович**, БНТУ (г. Минск).
- КАЗАРИН Борис Александрович**, к.т.н., научный сотрудник БНТУ (г. Минск).

- КАЛЫГИН Александр Анатольевич**, д.т.н., профессор, ректор МГАКХиС (г. Москва, Россия).
- КАРТАВИЦЕВА Ольга Владимировна**, старший преподаватель УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- КОВАЖЕНКОВА Валентина Ивановна**, старший преподаватель кафедры технологии бетона и строительных материалов БНТУ (г. Минск).
- КОВШАР Сергей Николаевич**, старший научный сотрудник БНТУ (г. Минск).
- КОРЕНЬКОВА Софья Федоровна**, д.т.н., профессор ГОУВПО «СГАСУ» (г. Самара, Россия).
- КОРОЛЕВА Татьяна Ивановна**, к.т.н., доцент, заведующая кафедрой теплогазоснабжения и вентиляции УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- КОРСУН Андрей Михайлович**, инженер БНТУ (г. Минск).
- КОЛПАШНИКОВ Геннадий Александрович**, д.г.-м.н., профессор, профессор кафедры геотехники и экологии в строительстве БНТУ (г. Минск).
- КОСТЮКОВИЧ Петр Николаевич**, д.т.н., профессор, профессор кафедры геотехники и экологии в строительстве БНТУ (г. Минск).
- КРОШНЕР Ирина Петровна**, ассистент кафедры геотехники и экологии в строительстве БНТУ (г. Минск).
- КРАВИЦОВ Владимир Николаевич**, к.т.н., заведующий лабораторией конструкции фундаментов РУП «Институт БелНИИС» (г. Минск).
- КРАСУЛИНА Людмила Владимировна**, к.т.н., ведущий научный сотрудник БНТУ (г. Минск).
- КУЗЬМЕНКОВ Михаил Иванович**, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой химической технологии вяжущих материалов БГТУ (г. Минск).
- КУЛЯК Антон Анатольевич**, инженер-конструктор I-й категории ГП «Институт НИПТИС им. Атаева С.С.» (г. Минск).
- КУГАН Светлана Федоровна**, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест).
- КУХТА Татьяна Николаевна**, заведующая лабораторией технологии полимерных материалов РУП «Институт БелНИИС» (г. Минск).
- КУЩ Николай Николаевич**, старший научный сотрудник БНТУ (г. Минск).
- ЛЕОНОВИЧ Сергей Николаевич**, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой технологии строительного производства БНТУ (г. Минск).
- ЛЯХ Юлия Вадимовна**, к.т.н., старший преподаватель кафедры экономики строительства БНТУ (г. Минск).
- МАКСИМОВА Светлана Валентиновна**, д.т.н., профессор ГОУВПО «ПГТУ» (г. Пермь, Россия).
- МАРКОВСКИЙ Михаил Филиппович**, к.т.н., директор РУП «БелНИИС» (г. Минск).
- МАРЧИК Елена Вацлавовна**, ассистент БГТУ (г. Минск).
- МИШКОК Галина Егоровна**, к.х.н., доцент, доцент кафедры строительного материаловедения УО «ГрГУ им. Я. Купаль» (г. Гродно).
- МИХАЛЬКОВ Дмитрий Владимирович**, к.т.н., и.о. начальника кафедры предупреждения ЧС, ГУО «ИППК» МЧС Республики Беларусь (Минская область, Борисовский район, пос. Светлая Роща).
- МИХАЛЬКОВ В.С.**, ГУВПО «БРУ» (г. Могилев).
- МОРДИЧ Михаил Михайлович**, инженер II категории БНТУ (г. Минск).
- МЯКОТА Вячеслав Геннадьевич**, ассистент БНТУ (г. Минск).
- НЕВЕЙКОВ Александр Николаевич**, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ПЕЧАЙ А.А.**, БГТУ (г. Минск).
- НИКИТЕНКО Михаил Иванович**, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой геотехники и экологии в строительстве БНТУ (г. Минск).
- ПОВИК Марина Витальевна**, аспирант БГТУ (Минск).
- ОВЧИННИКОВ Эльмар Викторович**, к.т.н., профессор кафедры технологии строительного производства БНТУ (г. Минск).

- ОПЕКУНОВ** Вадим Викторович, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой строительного материаловедения УО «ГрГУ им Я. Купалы» (г. Гродно).
- ПАСТУШКОВ** Геннадий Павлович, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой мостов и тоннелей БНТУ (г. Минск).
- ПАРФЕНОВА** Людмила Михайловна, к.т.н., доцент, доцент кафедры строительных материалов УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- ПЕЛЮШКЕВИЧ** Андрей Иванович, старший преподаватель кафедры технологии строительного производства БНТУ (г. Минск).
- ПЛОСКОНОСОВ** Владимир Николаевич, к.т.н., профессор кафедры технологии бетона и строительных материалов УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ПОВИДАЙКО** Владимир Григорьевич, старший научный сотрудник ОНИЛ БНТУ (г. Минск).
- ПОДЛОЗНЫЙ** Эдуард Дмитриевич, к.т.н., доцент, ЧУО «БИП-институт правоведения» (г. Минск).
- ПОЙТА** Петр Степанович, д.т.н., профессор, ректор УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ПОЛЕЙКО** Николай Леонидович, к.т.н., доцент, старший научный сотрудник ОНИЛ БНТУ (г. Минск).
- ПОПОВА** Наталья Владимировна, к.ф.-м.н., доцент БНТУ (г. Минск).
- ПОТАПОВА** Ирина Леонидовна, старший научный сотрудник БНТУ (г. Минск).
- РОВБА** Евгений Алексеевич, д.ф.-м.н., профессор, ректор УО «ГрГУ им Я. Купалы» (г. Гродно).
- РОМАНОВ** Денис Викторович, БНТУ (г. Минск).
- РОМАНЬКОВА** Татьяна Вячеславовна, ассистент кафедры строительного материаловедения УО «ГрГУ им Я. Купалы» (г. Гродно).
- РУЧКИНОВА** Ольга Ивановна, д.т.н., профессор ГОУВПО «ПГТУ» (г. Пермь).
- РЯБЧИКОВ** Павел Владимирович, младший научный сотрудник Научно-исследовательской лаборатории бетонов и строительных материалов БНТУ (г. Минск).
- РЯДЧИКОВ** Евгений Владимирович, преподаватель-стажер кафедры строительного производства УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- САВЕНКО** В.Л., БНТУ (г. Минск).
- САВЕНЯ** Дмитрий Николаевич, преподаватель-стажер кафедры строительного производства УО «ГрГУ им Я. Купалы» (г. Гродно).
- САФОНЧИК** Дмитрий Иосифович, к.т.н., доцент кафедры строительного производства УО «ГрГУ им Я. Купалы» (г. Гродно).
- СЕВЕРЯНИН** Виталий Степанович, д.т.н., профессор, профессор кафедры водоснабжения, водоотведения и теплоснабжения УО «БрГТУ» (г. Брест).
- СЕРНОВ** Вячеслав Александрович, старший преподаватель кафедры геотехники и экологии в строительстве БНТУ (г. Минск).
- СИДОРЕНКО** Юлия Викторовна, к.т.н., доцент кафедры строительных материалов ГОУВПО «СГАСУ» (г. Самара).
- СИНЬКЕВИЧ** Ольга Станиславовна, инженер научно-исследовательской лаборатории бетонов и строительных материалов БНТУ (г. Минск).
- СМОЛЯКОВ** Алексей Владимирович, инженер БНТУ (г. Минск).
- СОЛОДОВ** Борис Павлович, старший преподаватель кафедры строительной механики БНТУ (г. Минск).
- СТАРОВОЙТОВ** Сергей Анатольевич, к.т.н., доцент кафедры строительного производства УО «ГрГУ им Я. Купалы», (г. Гродно).
- СУХОДОЕВА** Надежда Валерьевна, младший научный сотрудник РУП «Институт БелНИИС» (г. Минск).
- ТАЛЕЦКИЙ** Валентин Васильевич, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой строительных конструкций, оснований и фундаментов УО «БелГУТ» (г. Гомель).

- УЛАСЕВИЧ Вячеслав Прокофьевич**, к.т.н., доцент, профессор кафедры строительных конструкций УО «БрГТУ» (г. Брест).
- УЛАСИК Тамара Михайловна**, старший преподаватель БНТУ (г. Минск)
- ФЕДОРОВИЧ Павел Леонидович**, инженер Научно-исследовательской лаборатории бетонов и строительных материалов БНТУ (г. Минск).
- ШОХАЙ Марина Владимировна**, аспирантка Института социологии НАН Беларуси, преподаватель кафедры социологии и специальных социологических дисциплин УО «ГрГУ им. Я. Купалы» (г. Гродно)
- ЧЕБОТАРЬ Людмила Сергеевна**, аспирант, инженер 2 кат. лаборатории конструкции фундаментов РУП «Институт БелНИИС» (г. Минск).
- ЧУМИЧЕВА Наталья Валентиновна**, старший преподаватель кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии УО «БрГТУ» (г. Брест)
- ШАМАРИНА Анна Александровна**, аспирант УО «ПГТУ» (г. Пермь, Россия).
- ШВЕДОВСКИЙ Петр Владимирович**, к.т.н., профессор, заведующий кафедрой оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии УО «БрГТУ» (г. Брест)
- ШИРОКИЙ Геннадий Титович**, к.т.н., доцент, профессор кафедры технологии бетона и строительных материалов БНТУ (г. Минск)
- ШУКИН Георгий Лукич**, к.х.н., ведущий научный сотрудник лаборатории аналитической и физической химии БГУ (г. Минск)
- ЭГБАЛНИК Саназ**, аспирант БНТУ (г. Минск).
- ЮХНЕВСКИЙ Павел Иванович**, к.х.н., доцент, доцент кафедры строительных материалов и изделий БНТУ (г. Минск)
- ЯГУБКИН Александр Николаевич**, ассистент кафедры строительного производства УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- ЯКИМОВИЧ Владимир Дмитриевич**, к.т.н., доцент, заведующий лабораторией НИИЛ бетонов и строительных материалов БНТУ (г. Минск)
- ЯКУБОВСКАЯ Ольга Александровна**, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест)
- ВОВКО Tadeusz**, Politechnika Czestochowska (Polska).
- GUŽIK Matej**, Katedra geotechniky, Stavebná fakulta, Slovenská technická univerzita (Bratislava, Slovensko).
- RAJCZYK Marlana**, Politechnika Czestochowska (Polska)
- RAJCZYK Jaroslaw**, Politechnika Czestochowska (Polska).
- RAJCZYK Zbigniew**, Politechnika Czestochowska (Polska)
- RAVINGER Roman**, doc. Ing., PhD, Katedra geotechniky, Stavebná fakulta, Slovenská technická univerzita (Bratislava, Slovensko).
- RIEDIGER Hans-G.**, Dr., Professor, Dekan, Fakultät Bauingenieurwesen und Projektmanagement, Hochschule Biberach (Deutschland).
- SCHAD Monika**, M.Sc., Dipl.-Ing (FH), Hochschule Biberach (Deutschland).
- SÜŤOVSKÁ Monika**, PhD, Stavebná fakulta, Slovenská technická univerzita. (Bratislava, Slovensko).
- TSITELAOURI Georgy**, Professor, PhD, Corresponding Member of the Russian Academy of Natural Sciences Construction Engineer (Toronto Area, Ontario, Canada).
- TURČEK Peter**, Prof. Ing., PhD, Katedra geotechniky, Stavebná fakulta, Slovenská technická univerzita Bratislava (Slovensko).

## СОДЕРЖАНИЕ

### ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

<b>МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДИПОЛЬНЫХ МОМЕНТОВ ПОРОШКООБРАЗНЫХ ДОБАВОК ПЛАСТИФИКАТОРОВ</b> <i>Юхневский П.И., Широкий Г.Т., Зарапин В.Г.</i>	3
<b>ОСОБЕННОСТИ ТВЕРДЕНИЯ ОБЪЕМНО ГИДРОФОБИЗИРОВАННЫХ БЕТОНОВ</b> <i>Леонович С.Н., Шукин Г.Л., Беланович А.Л., Савенко В.П., Пелюшкевич А.И.</i>	7
<b>ФАЗОВО-СТРУКТУРНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ С ДОБАВКОЙ МОЛОТОГО ОТСЕВА</b> <i>Смоляков А.В., Батяновский Э.И.</i>	16
<b>ПРИМЕНЕНИЕ ДОБАВКИ STG-3 ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ ЗАЩИНЫХ СВОЙСТВ БЕТОНА ПО ОТНОШЕНИЮ К СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЕ</b> <i>Уласевич В.П., Якубовская О.А.</i>	20
<b>ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ПЕРВИЧНОЙ ЗАЩИТЫ ТВЕРДЕЮЩЕГО БЕТОНА</b> <i>Саназ Эгбалник, Батяновский Э.И., Коваженкова В.И.</i>	25
<b>СТОЙКОСТЬ БЕТОНА ПРИ КОМПЛЕКСНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ АГРЕССИВНОЙ СРЕДЫ И МЕХАНИЧЕСКИХ НАГРУЗОК</b> <i>Бондарович А.И., Батяновский Э.И.</i>	29
<b>ФОСФОГИПСОВЫЙ КОМПОЗИЦИОННЫЙ МАТЕРИАЛ</b> <i>Повидайко В.Г.</i>	33
<b>ТЕХНОЛОГИЯ ЭСТРИХ-ГИПСА ДЛЯ СУХИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СМЕСЕЙ</b> <i>Новик М.В., Мечай А.А.</i>	37
<b>ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫЕ ПЛИТЫ ДЛЯ ОБЛИЦОВКИ ЗДАНИЙ</b> <i>Красулина Л.В., Потапова И.Л.</i>	41
<b>МЕТОДИКА ЭКСПРЕСС-АНАЛИЗА ОЦЕНКИ ВЛИЯНИЯ ДОБАВОК НА ПРОЧНОСТЬ ВЯЖУЩЕГО, ИСПОЛЪЗУЕМОГО ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ АРБОЛИТА</b> <i>Бозылев В.В., Ягубкин А.Н.</i>	46
<b>ОСОБЕННОСТИ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРОИЗВОДСТВА ЯЧЕЙСТОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ</b> <i>Дзэбиева Л.Б.</i>	49
<b>НЕАВТОКЛАВНЫЙ ПЕНОБЕТОН НА СИНТЕТИЧЕСКИХ ПЕНООБРАЗОВАТЕЛЯХ</b> <i>Марчик Е.В., Кузьменков М.И.</i>	52
<b>ПЕНОБЕТОН С ПОРИСТЫМИ ЗАПОЛНИТЕЛЯМИ ДЛЯ МОНОЛИТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКЕ</b> <i>Галузо Г.С., Мордич М.М., Галузо О.Г., Романов Д.В.</i>	55
<b>К ВОПРОСУ ПОВЫШЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ ВСПУЧИВАНИЯ СЫРЬЕВОЙ СМЕСИ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ ИЗДЕЛИЙ ИЗ ЯЧЕЙСТОГО БЕТОНА</b> <i>Бозылев В.В., Рядчиков Е. В.</i>	59

<b>МИНЕРАЛЬНАЯ ДОБАВКА ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСТВОРОВ НА ОСНОВЕ ВТОРИЧНОГО ПРОДУКТА ПРОИЗВОДСТВА</b> <i>Бакатович А.А., Вишнякова Ю.В.</i>	63
<b>ОПТИМИЗАЦИЯ РЕЖИМОВ ТЕПЛОВЛАЖНОСТНОЙ ОБРАБОТКИ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА</b> <i>Суходоева Н.В., Бибик М.С., Бабицкий В.В.</i>	67
<b>ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ РАБОТЫ ПОЛИГОННЫХ ПРОПАРОЧНЫХ КАМЕР НА ОСНОВЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ТЕМПЕРАТУРНОГО МОНИТОРИНГА РЕЖИМОВ ТЕРМООБРАБОТКИ</b> <i>Бибик М.С.</i>	71
<b>ПОВЫШЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ БЕТОНА СМЕСЬЮ «КАЛЬМАТРОН» ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ НАПОРНЫХ ТРУБ</b> <i>Полейко Н.Л., Журавский С.В.</i>	77
<b>ПЛАСТИЧЕСКАЯ ПРОЧНОСТЬ ЦЕМЕНТНОГО ТЕСТА, ТВЕРДЕЮЩЕГО ПОД ВОДОЙ</b> <i>Федорович П.Л., Якимович В.Д.</i>	81
<b>РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ БЕТОННОЙ СМЕСИ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ ОПАЛУБКУ СТЕН И КОЛОНН В ПРОЦЕССЕ БЕЗВИБРАЦИОННОЙ УКЛАДКИ</b> <i>Марковский М.Ф.</i>	85
<b>ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЭКОЛОГИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПОЛИГОНОВ ТБО НА ТЕРРИТОРИИ ПЕРМСКОГО КРАЯ ПУТЕМ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОГО РЕГЛАМЕНТИРОВАНИЯ</b> <i>Максимова С.В., О.И. Ручкинова</i>	90
<b>ФОРМИРОВАНИЕ ПОРИСТОЙ СТРУКТУРЫ В ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ ПЕНОБЕТОНАХ</b> <i>Сидоренко Ю.В., Коренькова С.Ф.</i>	93
<b>КОНТАКТНО-КОНДЕНСАЦИОННЫЕ ПРОЦЕССЫ В ПРЕССУЕМЫХ СИЛИКАТНЫХ СИСТЕМАХ</b> <i>Сидоренко Ю.В., Коренькова С.Ф.</i>	98
<b>НАНОТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА УПРОЧНЕННОГО БЕТОНА С РАЗЛИЧНОЙ МАТРИЦЕЙ КОМПОЗИТА</b> <i>Подлозный Э.Д., Гречихин Л.И.</i>	102
<b>ВЫСОЛООБРАЗОВАНИЯ НА ПОВЕРХНОСТИ АСБЕСТОЦЕМЕНТНОГО ШИФЕРА</b> <i>Кухта Т.Н.</i>	105
<b>ВОЗВРАЩЕНИЕ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОЙ ЦЕННОСТИ ТЕХНОГЕННО-ЗАГРЯЗНЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ</b> <i>Шамарина А.А.</i>	110
<b>ВЛИЯНИЕ ДОБАВОК ЭЛЕКТРОЛИТОВ НА СВОЙСТВА НАПРЯГАЮЩЕГО ЦЕМЕНТА</b> <i>Савеня Д.Н., Плосконосов В.Н.</i>	113
<b>СПОСОБ ПОЛУЧЕНИЯ ВЫСОКОКАЧЕСТВЕННЫХ ЛИЦЕВЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ</b> <i>Сафончик Д.И., Заяц В.В.</i>	116
<b>ТРАНЗИТНАЯ ЗОНА КАК ОТДЕЛЬНЫЙ ЭЛЕМЕНТ СТРУКТУРЫ БЕТОНА</b> <i>Романькова Т.В.</i>	119
	299

**PROPOZYCJA ALGORYTMU REALIZACJI OBIEKTÓW Z BETONU  
MONOLITYCZNEGO W TEMPERATURACH OBNIŻONYCH**  
*Tadeusz Bobko* 122

**РЕГУЛИРОВАНИЕ ЗАПАСОВ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ  
ИЗДЕЛИЙ НА ПРЕДПРИЯТИЯХ СТРОЙИНДУСТРИИ**  
*Куган С. Ф.* 130

**ПРОБЛЕМЫ ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА ПРИГОТОВЛЕНИЯ МОНОЛИТНОГО  
БЕТОНА ПРИ КАПИТАЛЬНОМ РЕМОНТЕ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ**  
*Куш Н.Н., Гулицкая Л.В.* 134

**ВЛИЯНИЕ УГЛЕРОДНЫХ НАНОМАТЕРИАЛОВ  
НА СВОЙСТВА ЦЕМЕНТА**  
*Рябчиков П.В., Батяновский Э.И., Якимович В.Л.* 136

**ВЛИЯНИЕ ИНТЕНСИВНОСТИ БЕТОНИРОВАНИЯ И ВНУТРЕННЕГО  
ВИБРИРОВАНИЯ НА БОКОВОЕ ДАВЛЕНИЕ БЕТОННОЙ СМЕСИ НА ОПАЛУБКУ**  
*Марковский М.Ф.* 141

**ВЛИЯНИЕ ЦИКЛИЧЕСКОГО ЗАМОРАЖИВАНИЯ И ОТТАИВАНИЯ НА ИЗМЕНЕНИЕ  
СТЕПЕНИ ГИДРАТАЦИИ ЦЕМЕНТА И СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКИЕ  
ХАРАКТЕРИСТИКИ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ**  
*Ковшар С.Н., Бабицкий В.В.* 147

**ПОПРАВочНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО  
КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА МЕТОДАМИ УПРУГОГО ОТСКОКА  
И УДАРНОГО ИМПУЛЬСА**  
*Корсун А.М., Ковшар С.Н., Синькевич О.С., Попова Н.В.* 151

## **ПРОБЛЕМЫ ГЕОТЕХНИКИ И ТРАНСПОРТНЫХ КОММУНИКАЦИЙ**

**СОВРЕМЕННЫЕ ПОДХОДЫ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ  
НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЗАБИВНЫХ СВАЙ**  
*Пошта П.С., Шведовский П.В., Невейков А.Н., Дроневиц А.Ю.* 156

**РАЗРАБОТКА И ВНЕДРЕНИЕ ПРОГРЕССИВНЫХ ТЕХНОЛОГИЙ  
ПРОТИВОКОРРОЗИОННОЙ ЗАЩИТЫ ДЛЯ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА,  
РЕМОНТА И РЕКОНСТРУКЦИИ ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ  
КОММУНАЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ**  
*Кальгин А.А.* 161

**ОСОБЕННОСТИ ИСПЫТАНИЙ СВАЙ УВЕЛИЧЕННОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ**  
*Никитенко М.И.* 164

**ТЕОРИЯ НЕУСТОЙЧИВОСТИ ГУКОВСКИХ МОДУЛЕЙ  
ДЕФОРМАЦИИ, ОПРЕДЕЛЯЕМЫХ ПО ДАННЫМ  
КОМПРЕССИОННЫХ И ШТАМПОВЫХ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ**  
*Костюкович П.Н., Крошнер И.П.* 168

**ЭФФЕКТИВНЫЕ КОНСТРУКЦИИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ  
С НЕСУЩИМИ РОСТВЕРКАМИ**  
*Сернов В.А.* 174

**О ЗОНАЛЬНОСТИ РАСПРОСТРАНЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ТОЛЩ  
В БЕЛАРУСИ В СВЯЗИ С ОЦЕНКОЙ ИХ ПРОЧНОСТНЫХ  
И ДЕФОРМАЦИОННЫХ СВОЙСТВ**  
*Колташников Г.А.* 178

<b>ERFAHRUNGEN BEI DER HERSTELLUNG EINER HYDRAULISCH VERFESTIGTEN TRAGSCHICHT IM ORTMISCHVERFAHREN UNTER VERWENDUNG DES SPEZIALBINDEMITEMELS „INFRACTETE ST“</b> <i>Monika Schad</i>	182
<b>ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОМБИНИРОВАННЫХ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ</b> <i>Грицук М. С., Чумичева Н.В.</i>	186
<b>ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОСТОЯННЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ УПРУГОСТИ ТРАНСВЕРСАЛЬНО-ИЗОТРОПНЫХ ГРУНТОВ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННЫХ СОСТОЯНИЯХ</b> <i>Галецкий В.В.</i>	189
<b>СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РАСЧЕТНЫХ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ВИСЯЧИХ ЗАБИВНЫХ СВАЙ</b> <i>Шведовский П.В., Пойта П.С., Дроневиц А.Ю.</i>	193
<b>ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ ГРУНТОВ R И F ДЛЯ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ВИНТОВОЙ СВАИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВЕРОЯТНОСТНО-СТАТИСТИЧЕСКОГО МЕТОДА</b> <i>Кравцов В.Н., Чеботарь Л.С.</i>	197
<b>НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СТВОЛА БУРОНАБИВНОЙ СВАИ ИЗГОТОВЛЕННОЙ ИЗ БЕТОНА НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ В ПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ</b> <i>Невейков А.Н., Пойта П.С., Шведовский П.В.</i>	202
<b>РЕСУРСОБЕРЕГАЮЩИЕ КВАДРАТНЫЕ СТОЛБЧАТЫЕ ФУНДАМЕНТЫ НА УПЛОТНЕННЫХ ПЕСЧАНО-ГРАВИЙНЫХ ПОДУШКАХ: СУЩНОСТЬ И НОМЕНКЛАТУРА</b> <i>Лях Ю.В.</i>	207
<b>ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРНО-ТЕКСТУРНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ НАМЫТЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ НА ИХ СТРОИТЕЛЬНЫЕ СВОЙСТВА</b> <i>Дедок В.Н.</i>	212
<b>ИЗМЕНЕНИЕ ПЛОТНОСТИ ПЕСЧАНОГО ГРУНТА ПРИ ПРЕССИОМЕТРИЧЕСКОМ РАСШИРЕНИИ СКВАЖИН</b> <i>Игнатов С.В., Быбак М.С.</i>	215
<b>ОПАСНЫЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ КАК ОДИН ИЗ КРИТЕРИЕВ ПРИ ГЕОЭКОЛОГИЧЕСКОЙ ОЦЕНКЕ БЕЗОПАСНОСТИ ТРАСС МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ</b> <i>Мякота В.Г.</i>	218
<b>ОЦЕНКА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ПУТЕМ АНАЛИЗА РАДИОЛОКАЦИОННЫХ ИЗОБРАЖЕНИЙ ПОДПОВЕРХНОСТНОЙ СРЕДЫ</b> <i>Казарин Б. А., Казарин А. Б.</i>	221
<b>ОСОБЕННОСТИ РАДИОЛОКАЦИОННОГО НАБЛЮДЕНИЯ ГРУНТОВ, СЛАГАЮЩИХ ДНО ВОДОЕМОВ</b> <i>Казарин Б. А., Казарин А.Б.</i>	225
<b>POUŽITIE ŠTRKOVÝCH PILIEROV NA ZLEPŠENIE MÁKKÉHO PODLOŽIA</b> <i>Monika Súľovská, Peter Turček</i>	228
<b>PRÍPRAVA VÝSTAVBY NA NESTABILNOM ÚZEMÍ</b> <i>Peter Turček, Monika Súľovská, Roman Ravinger</i>	232
<b>НЕКОТОРЫЕ ПРОБЛЕМЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО СОПРОВОЖДЕНИЯ ТЕХНОЛОГИИ КОМПЛЕКСНОЙ РЕКОНСТРУКЦИИ МАССОВОЙ ЖИЛОЙ ЗАСТРОЙКИ</b> <i>Кулак А.А.</i>	238
	301

<b>ОСОБЕННОСТИ ПРОЯВЛЕНИЯ ДИЛАТАНСИИ В ПРОЧНОСТНЫХ ИСПЫТАНИЯХ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ</b> <i>Уласик Т.М.</i>	244
<b>GEOTECHNICKÝ A ŠTRUKTURÁLNY NÁVRH MIKROPILÓT</b> <b>GEOTECHNICAL AND STRUCTURAL DESIGN OF MICROPILES</b> <i>Matej Gužík</i>	248
<b>ПРОБЛЕМЫ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ»</b>	
<b>ПРОБЛЕМЫ МНОГОУРОВНЕВОЙ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРОВ ДЛЯ ДОРОЖНОЙ ОТРАСЛИ</b> <i>Пастушков Г.П.</i>	253
<b>ИННОВАЦИОННОЕ РАЗВИТИЕ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА И ПРОБЛЕМЫ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ В ТЕХНИЧЕСКОМ УНИВЕРСИТЕТЕ</b> <i>Голубев Н.М., Зверев В.Ф., Овчинников Э.В.</i>	257
<b>ПРОГРАММНО-ЦЕЛЕВОЙ ПОДХОД К РАЗВИТИЮ СТРОИТЕЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ В ГрГУ им. Я. КУПАЛЫ</b> <i>Ровба Е.А., Барсуков В.Г., Волик А.Р.</i>	260
<b>EUROPÄISCHE BACHELOR- UND MASTERSTUDIENGÄNGE AM BEISPIEL DES BAUINGENIEURSTUDIUMS AN DER HOCHSCHULE WÜRZBURG</b> <i>Prof. Dr. Hans-G. Riediger</i>	263
<b>ИННОВАЦИОННО-ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ В ВУЗЕ: ЭЛЕМЕНТЫ ОПЕРЕЖАЮЩЕГО МЕТОДА ОБУЧЕНИЯ И САМОСТОЯТЕЛЬНАЯ РАБОТА СТУДЕНТОВ</b> <i>Сидоренко Ю.В.</i>	268
<b>КАЧЕСТВЕННОЕ ХИМИЧЕСКОЕ ОБРАЗОВАНИЕ КАК СОСТАВЛЯЮЩАЯ ЧАСТЬ ПОДГОТОВКИ ПРОФЕССИОНАЛОВ ВЫСОКОГО УРОВНЯ</b> <i>Опекунов В.В., Минюк Г.Е.</i>	270
<b>ИЗУЧЕНИЕ ТРЕБОВАНИЙ ТИПА СИСТЕМЫ ПРОТИВОПОЖАРНОГО НОРМИРОВАНИЯ И СТАНДАРТИЗАЦИИ ПРИ ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ</b> <i>Михальков Д.В., Михальков В.С.</i>	274
<b>ВЗАИМОСВЯЗЬ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ КАДРОВ И НАЧАЛА ИХ ПРОФЕССИОНАЛЬНОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ В ПРОЕКТНЫХ ОРГАНИЗАЦИЯХ В КОНТЕКСТЕ УПРАВЛЕНИЯ ПРОЦЕССОМ АДАПТАЦИИ ПЕРСОНАЛА</b> <i>Цюхай М.В.</i>	277
<b>ФОРМИРОВАНИЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЙ СРЕДЫ ФАКУЛЬТЕТА КАК ОСНОВА КАЧЕСТВЕННОЙ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ</b> <i>Василевский А.В., Бакатович А.А.</i>	281
<b>ПРОБЛЕМЫ ПОВЫШЕНИЯ УРОВНЯ ЗНАНИЙ СТУДЕНТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ СПЕЦИАЛЬНОСТЕЙ ПО ДИСЦИПЛИНЕ «СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА»</b> <i>Солодов Б.П.</i>	285
<b>ПОДГОТОВКА ИНЖЕНЕРОВ-СТРОИТЕЛЕЙ В ОБЛАСТИ ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЯ</b> <i>Парфенова Л.М.</i>	288
<b>ОСОБЕННОСТИ УНИВЕРСИТЕТСКОГО ОБРАЗОВАНИЯ В КАНАДЕ И ПОДГОТОВКА СПЕЦИАЛИСТОВ ВЫСОКОЙ КВАЛИФИКАЦИИ В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА</b> <i>Georgy Tsitelaouri</i>	291
<b>СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ</b>	294

Научное издание

**ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ  
ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ И  
ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Сборник трудов  
XVI международного научно-методического семинара  
28–30 мая 2009 года**

**Часть II**

Текст печатается в авторской редакции

Ответственный за выпуск: *Игнатюк В.И.*

Редактор: *Строкач Т. В.*

Компьютерная вёрстка: *Романюк И.Н., Кармаш Е.Л.*

Дизайн обложки: *Ющенко Г.Л.*

Корректор: *Никитчик Е. В.*

Лицензия № 02330/0549435 от 8.04.2009.

Подписано к печати 18.05.2009 г.

Бумага «Снегурочка». Формат 60x84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>.

Гарнитура Times New Roman. Усл. п. л. 17,6.

Уч. изд. л. 18,9. Тираж 150 экз. Заказ № 509.

Отпечатано на ризографе учреждения образования  
«Брестский государственный технический университет».  
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

ISBN 978-985-493-118-0



9 789854 931180